INSTITUTUL POLITEHNIC IAŞI
Facultatea de Construcţii

Dr. ing. T. Silion Dr. ing. P. Răileanu
Dr. ing. V. Muşat Ing. Ana Nicuţă
Ing. D. Plătică

FUNDAŢII ÎN CONDIŢII SPECIALE

PROBLEME

Iaşi — 1991

Scanned with OKEN Scanner

INSTITUTUL POLITEHNIC
IASI
Facultatea de construcţii

dr.ing.T.Silion dr.ing.P.Răileanu dr.ing.V.Muşat
ing.Ana Nicuţă ing.D.Plătică

Fundaţii în condiţii speciale
Probleme

Gorăscu Violeta
octombrie 1992

La elaborarea capitolelor au participat următorii autori:

Capitolul 1.Asistent inginer Ana Nicuţă.
Capitolul 2.Asistent inginer Dorel Plătică.
Capitolul 3.Prof.dr.ing.Tudor Silion.
Capitolul 4.Conf.dr.ing.Paulică Răileanu şi prof.dr.ing. Tudor Silion.
Capitolul 5.Asistent inginer Ana Nicuţă şi şef.luc.dr.ing. Vasile Muşat.
Capitolul 6.Şef.luc.dr.ing.Vasile Muşat.

Coordonarea generală a lucrării prof.dr.ing.Tudor Silion

Scanned with OKEN Scanner

Introducere

Exemplele de calcul cuprinse în prezentul manual se referă la aplicaţiile numerice care se fac în orele aplicative ale cursului opţional „Fundaţii în condiţii speciale" cu anul V secţia Construcţii civile,industriale şi agricole ingineri zi şi aceeaşi secţie ingineri seral.

Conţinutul pe capitole a acestor aplicaţii corespunde capitolelor din manualul de curs a disciplinei cu acelaşi nume. S-au selectat probleme care frecvent se întâlnesc în realizarea fundaţiilor în condiţiile de teren din ţara noastră.Ele se referă în special la realizarea fundaţiilor în condiţii mai deosebite decît cele normale,ca terenuri dificile de fundare şi fundaţii supuse la solicitări dinamice sau situate în zone seismice.

La întocmirea acestei culegeri de probleme s-a consultat o bibliografie largă,folosindu-se de asemenea şi experienţa personală a membrilor colectivului.

Fundamentarea teoretică a problemelor tratate este cuprinsă în cursul „Fundaţii în condiţii speciale" multiplicat pe plan local în atelierul rotaprint a Institutului Politehnic Iaşi în anul 1988.

Exemplele de calcul pot servi studenţilor din anii V şi VI a Facultăţii de construcţii secţiile de ingineri la aplicaţiile din cadrul acestui curs,în activitatea A.C.P. şi la întocmirea proiectului de diplomă precum şi inginerilor din proiectare şi producţie.

Autorii

Scanned with OKEN Scanner

CUPRINS

Pag.

Introducere

Capitolul 1.Pămînturi macroporice sensibile la umezire

Problema 1.1.Identificarea şi clasificarea P.S.U. 6

Problema 1.2.Calculul tasării suplimentare prin umezire din sarcina geologică şi din presiunea transmisă de fundaţie. 16

Problema 1.3.Tasarea suplimentară prin umezi. deterită pierderii dintr-o conductă purtătoare de apă. 19

Problema 1.4.Folosirea presiunii convenţionale la terenuri macroporice sensibile la umezire 24

Capitolul 2.Pămînturi cu umflări şi contracţii mari.

Problema 2.1.Identificarea şi clasificarea P.U.C.M. 26

Problema 2.2.Determinarea umflării sub pardoseala şi sub talpa fundaţiei datorită împiedecării fenomenului de evapo-transpiraţie. 29

Problema 2.3.Determinarea umflării datorită variaţiei regimului hidro-termic. 41

Problema 2.4.Determinarea umflării prin inundarea terenului situat sub o fundaţie. 42

Capitolul 3.Metode de îmbunătăţire a calităţilor constructive ale pămînturilor puternic şi neuniform compresibile.

Problema 3.1.Compactarea cu maiul greu 46

Problema 3.2.Pernă din pămînt coeziv. 49

Problema 3.3.Pernă din pămînt necoeziv 54

Problema 3.4.Pleturi de balast 60

Problema 3.5.Coloane de pămînt 61

Problema 3.6.Accelerarea fenomenului de consolidare.

Capitolul 4.Calculul structurilor pe pămînturi puternic şi neuniform compresibile ţinînd seama de conlucrarea dintre structură şi fundaţie pe un mediu deformabil.

Problema 4.1.Interacţiunea dintre două particule de nisip. 70

Problema 4.2.Corp circular rigid încărcat centric 71

Problema 4.3.Diferenţa de tasare dintre două fundaţii izolate 71

Problema 4.4.Calculul lungimii elastice a unei fundaţii. 72
Problema 4.5.Calculul unui radier. 72
Problema 4.6.Verificarea stabilităţii unui coş de fum amplasat pe un teren deformabil. 79
Problema 4.7.Solicitări suplimentare în structura construcţiei de la problema 4.3. 80
Problema 4.8.Solicitările generalizate maxime dintr-o construcţie amplasată pe un teren macroporic sensibil la umezire grupa A accidental inundat. 81
Capitolul 5.Pămînturi supuse la solicitări dinamice.
Problema 5.1.Determinarea împingerii active a pămîntului în regim static şi dinamic. 85
Problema 5.2.Calculul unei fundaţii ţinînd seama şi de seism. 88
Problema 5.3.Stabilitatea unui taluz ţinînd seama şi de seism. 93
Problema 5.4.Fundaţie de maşină pentru un ciocan cu forjare liberă. 97
Capitolul 6.Soluţii şi tehnologii moderne în realizarea fundaţiilor.
Problema 6.1.Stabilitatea unei tranşei sprijinite cu pereţi turnaţi în teren. 103
Problema 6.2.Determinarea adîncimii maxime la o tranşee sprijinită cu pereţi turnaţi în teren. 106
Problema 6.3.Pereţi turnaţi în teren în vecinătatea unei construcţii existente. 108
Problema 6.4.Perete turnat în teren cu rol de susţinere cu ancoraje şi zone injectate. 113
...oblema 6.5.Stabilitatea unui masiv de pămînt armat 122
Problema 6.6.Ancorarea tavanului unei lucrări subterane 128
Problema 6.7.Incintă de lucru cu batardouri celulare 130
Bibliografie. 136

Capitolul 1

Pămînturi macroporice sensibile la umezire

Problema 1.1.

Pentru stratificaţia prezentată în profilul de foraj de mai jos, se cere să se calculeze indicii geotehnici specifici, fizici şi mecanici şi să se identifice pămîntul P.S.U., stabilind şi sensibilitatea acestuia.

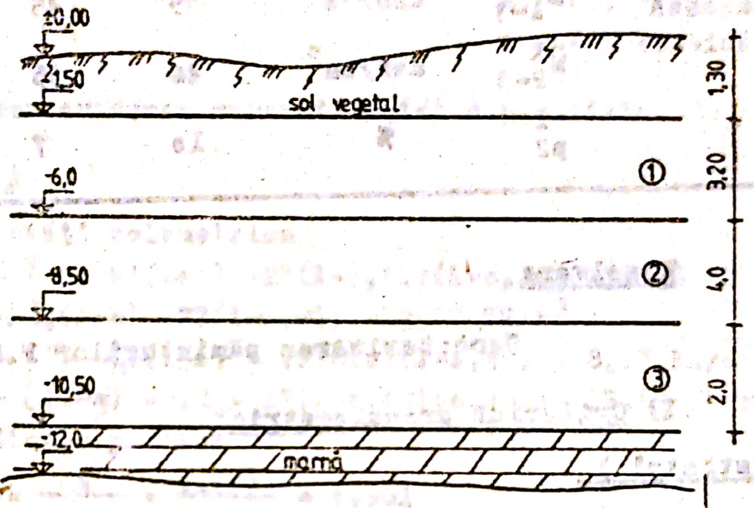


Fig.1.1

Se cunosc următoarele date:

d(mm)	strat 1	strat 2	strat 3
o,25	1%	2%	1%
o,25-o,1	3%	7%	3,o%
o,1 -o,o5	11%	11%	13%
o,o5-o,o1	5o%	41%	3o%
o,o1-o,oo5	15%	14%	25%
o,oo5	27%	25%	28%
KN/m³	27	26,7	26,8
W %	2o	18	16
W_p %	19	17	14
W_L %	35	41	37
%	49	51	5o
φ = o	17°	17,5°	17°
c = daN/cm²	o,1o	o,15	o,2o

Stare naturală	M^{n}_{1-3}	daN/cm^2	90	85	95
	M^{n}_{2-3}	daN/cm^2	120	110	125
	$^{n}_{p2}$	%	3,8	3,9	3,2
Stare inundată	M^{i}_{1-3}	daN/cm^2	35	45	50
	M^{i}_{2-3}	daN/cm^2	40	55	60
	$^{i}_{p2}$	%	10	7	8,5

Rezolvare

Caracterizarea pămînturilor P.S.U.

I) Criteriul granulometric

stratul 1

A = 20%
P = 65%
N = 15%

Conform clasificării STAS 1243/8[illegible] cu diagrama ternară stratificația este reprezentată printr-un (Fig.1.4.) praf argilos

$$K_L = \frac{A}{P+N} = \frac{20}{65+15} = 0,25$$

stratul 2

A = 25%
P = 55%
N = 20%

$$K_L = \frac{A}{P+N} = \frac{25}{55+25} = 0,33$$

Conform diagramei ternare rezultă un praf argilos.

stratul 3

A = 28%
P = 55%
N = 17%

$$K_L = \frac{28}{55+17} = 0,38$$

Conform diagramei ternare rezultă un praf argilos.

Conform clasificării Morozov, tabelul nr.1.1, cele trei straturi sînt:

0,01–0,1	60%	loessuri	stratul 1 loess argilos d < 0,01mm → 35%
0,01– 0,1	60%	pămînturi loessoide	stratul 2 praf argilos loessoid, stratul 3 argilă prăfoasă loessoidă

II) Caracterizarea stratificației d.p.v. fizic

stratul 1

- greutăți volumetrice

$$\gamma = \gamma_s(1-n)(1+w) = 27(1-0,49)(1+0,20) = 16,5\ KN/m^3$$

$$\gamma_d = \gamma_s(1-n) = 27(1-0,49) = 13,77\ KN/m^3$$

$$\gamma' = (\gamma_s-\gamma_w)(1-n) = (27-10)(1-0,49) = 8,67\ KN/m^3$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_s(1-n) + n\cdot\gamma_w = 27(1-0,49)+0,49\cdot 10 = 18,67\ KN/m^3$$

- indicele porilor

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0,49}{1-0,49} = 0,961$$

$$e_L = \frac{W_L\cdot\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,35\cdot 27}{10} = 0,945$$

- grad de umiditate

$$S_r = \frac{\gamma_s\cdot W}{e\cdot\gamma_w} = \frac{27\cdot 0,20}{0,961\cdot 10} = 0,56$$

- indice de plasticitate

$$I_p = W_L - W_p = 35-19 = 16\%$$

- indice de consistență

$$I_c = \frac{W_L-W}{I_p} = \frac{35-20}{16} = 0,94$$

- indicele I = 0,24 conform tabelului 1.2.

stratul 2

$$\gamma = \gamma_s(1-n)(1+w) = 26,7(1-0,51)(1+0,18) = 15,44\ KN/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{15,44}{1+0,18} = 13,08\ KN/m^3$$

$$\gamma' = (1-n)(\gamma_s-\gamma_w) = (1-0,51)(26,7-10) = 8,18\ KN/m^3$$

$\gamma_{sat} = \gamma_s (1-n) + n \cdot \gamma_w = 13,08 + 0,51 \cdot 10 = 18,18\ KN/m^3$

$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0,51}{1-0,51} = 1,04$

$e_L = \frac{W_L \cdot \gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,41 \cdot 26,7}{10} = 1,09$

$S_r = \frac{W}{W_{sat}} = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,18 \cdot 26,7}{1,04 \cdot 10} = 0,46$

$I_p = W_L - W_p = 41-17 = 24\%$

$I_c = \frac{W_L - W}{I_p} = \frac{41-18}{24} = 0,96$

- indicele $I = 0,30$ conform tabelului nr.1.2.

stratul 3

$\gamma = \gamma_s (1-n)(1+w) = 26,8(1-0,50)(1+0,16) = 15,54\ KN/m^3$

$\gamma_d = \gamma_d (1-n) = 26,8(1-0,50) = 13,4\ KN/m^3$

$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1-n) = (26,8-10)(1-0,50) = 8,4\ KN/m^3$

$\gamma_{sat} = \gamma_s (1-n) + n \cdot \gamma_w = 13,4 + 0,5 \cdot 10 = 18,4\ KN/m^3$

$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0,50}{1-0,50} = 1,0$

$e_L = \frac{W_L \cdot \gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,37 \cdot 26,8}{10} = 9,92$

$S_r = \frac{W}{W_{sat}} = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{16 \cdot 26,8}{1 \cdot 10} = 42,9$

$I_p = W_L - W_p = 37-14 = 23\%$

$I_c = \frac{W_L - W}{I_p} = \frac{37-16}{23} = 0,91$

- indicele $I = 0,30$ conform tabelului 1.2.

III) Calculul deformaţiilor specifice

a) stare naturală

stratul 1

$M^{n'}_{2-3} = \frac{p_3 - p_2}{\varepsilon_{p_3} - \varepsilon_{p_2}} \cdot 100 = \frac{(p_3 - p_2) \cdot 100 + M^{n'}_{2-3} \cdot}{M^{n'}_{2-3}}$

$M^{n'}_{1-3} = \frac{p_3 - p_1}{\varepsilon_{p_3} - \varepsilon_{p_1}} \cdot 100 = \frac{M^{n'}_{1-3} \cdot - (p_3 - p_1) \cdot 100}{M^{n'}_{1-3}}$

Rezultă,

$$\varepsilon^{n}_{P_3} = \frac{(3-2).100+120.3,8}{120} = 4,63\%$$

$$\varepsilon^{n}_{P_1} = \frac{90.4,6-200}{90} = 2,4\%$$

<u>stratul 2</u>

$$\varepsilon^{n}_{P_3} = \frac{100+110.3,9}{110} = 4,8\%$$

$$\varepsilon^{n}_{P_1} = \frac{85.4,8-200}{85} = 2,45\%$$

<u>stratul 3</u>

$$\varepsilon^{n}_{P_3} = \frac{100+125.3,4}{125} = 4,2\%$$

$$\varepsilon^{n}_{P_1} = \frac{95.4,2-200}{95} = 2,09\%$$

b) stare inundată

<u>stratul 1</u>

$$\varepsilon^{i}_{P_3} = \frac{100+40.10}{40} = 12,5\%$$

$$\varepsilon^{i}_{P_1} = \frac{35.12,5-200}{35} = 6,8\%$$

<u>stratul 2</u>

$$\varepsilon^{i}_{P_3} = \frac{100+55.7}{55} = 8,8\%$$

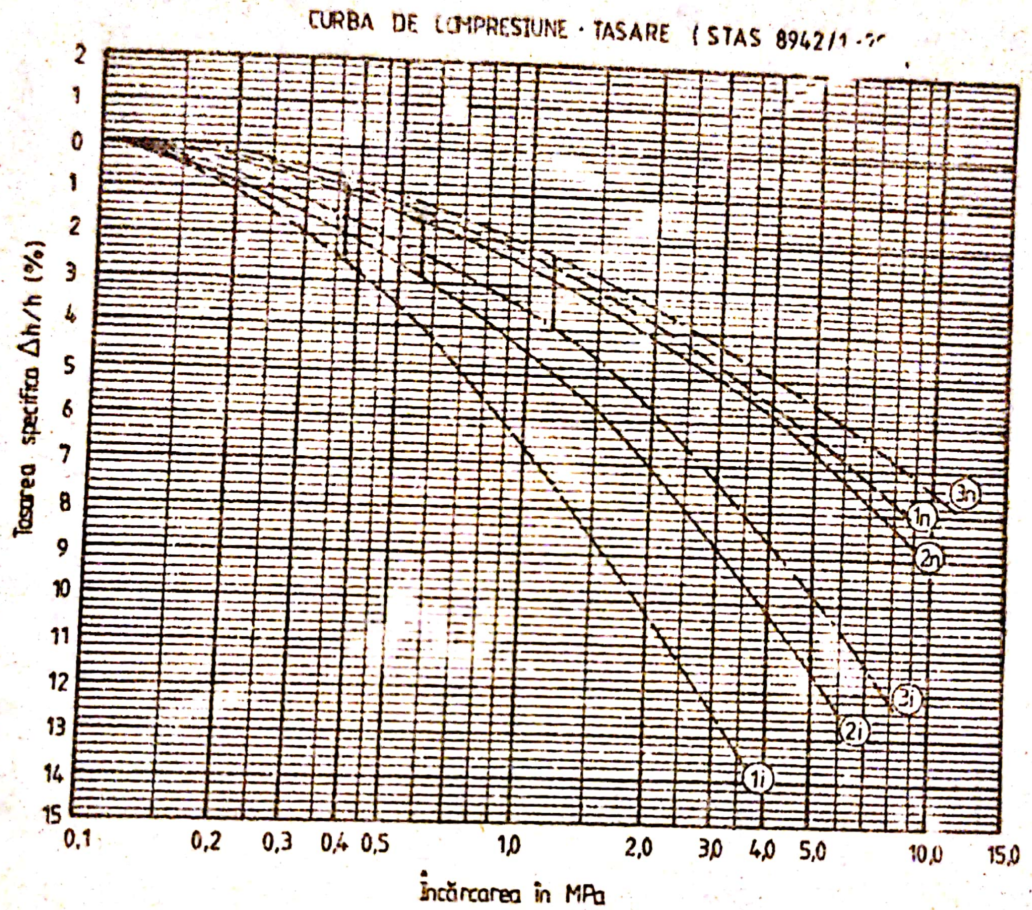
$$\varepsilon^{i}_{P_1} = \frac{45.8,8-200}{45} = 4,35\%$$

<u>stratul 3</u>

$$\varepsilon^{i}_{P_3} = \frac{100+60.5,8}{60} = 7,47\%$$

$$\varepsilon^{i}_{P_1} = \frac{50.7,47-200}{50} = 3,47\%$$

Gradul de sensibilitate al P.S.U. se determină folosind Tabel 1.3. şi Tabel 1.4.



$\rho_0^{(1)} = 0,37$ daN/cm²

$\rho_0^{(2)} = 0,58$ daN/cm²

$\rho_0^{(3)} = 1,02$ daN/cm²

Fig.1.2.

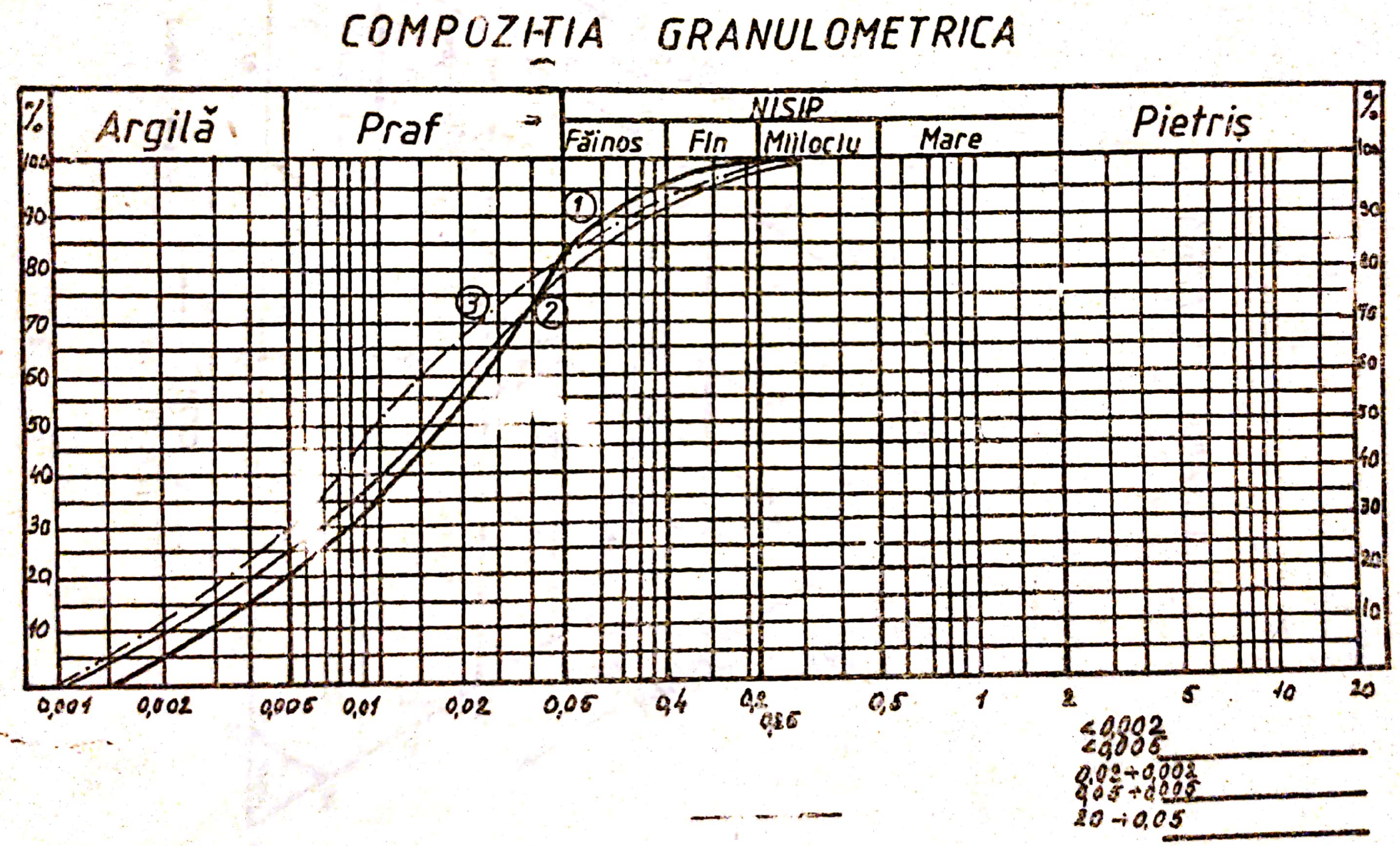


Fig.1.1.

Scanned with OKEN Scanner

DIAGRAMA TERNARA

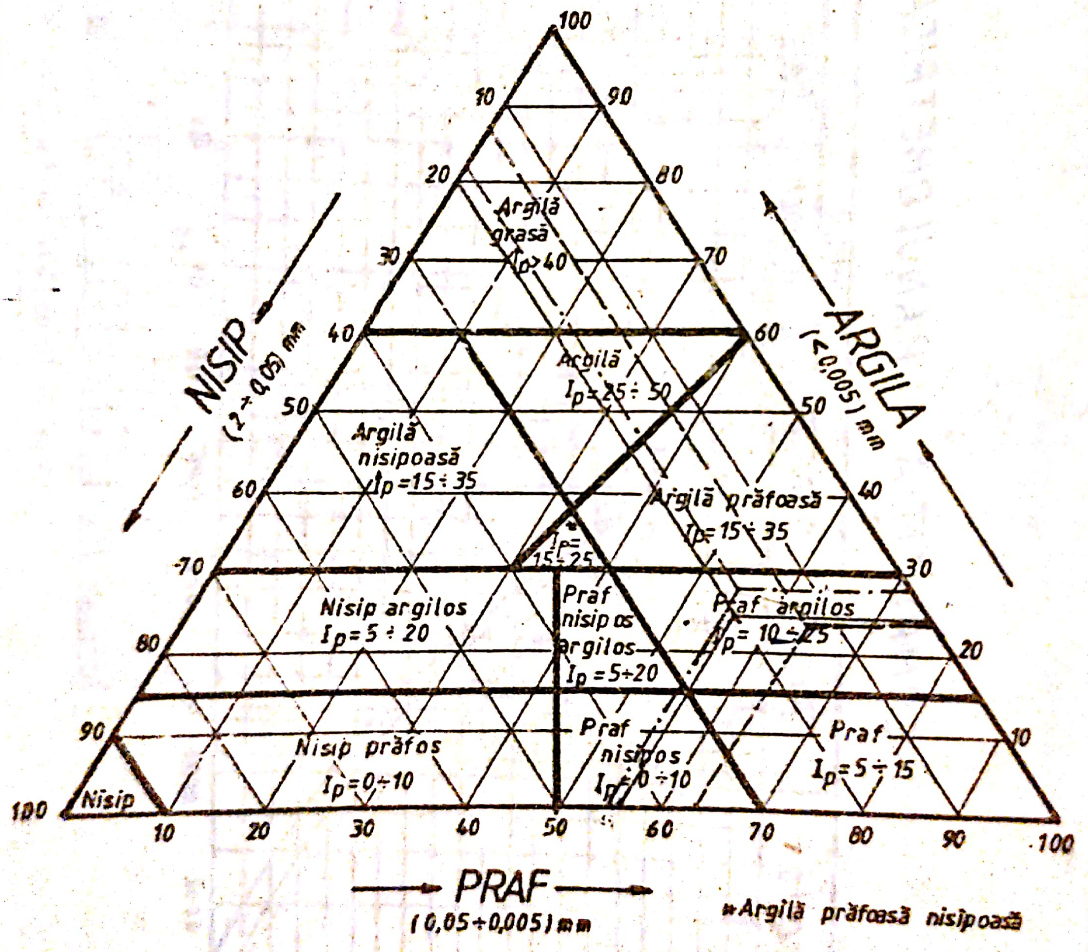


Fig.1.4.

Scanned with OKEN Scanner

Tabel 1.1.

Clasificarea pămînturilor macroporice sensibile la umezire pe baza compoziţiei granulometrice

	Tipuri litologice	Diametre particule (mm)	>0,25	0,25 - 0,1	0,1 - 0,05	0,05 - 0,01	<0,01
1	Loessuri 0,01 - 0,1 > 60%	– nisipoase < 0,01 mm < 40%	–	0 – 15	15 – 25	35 – 45	< 40
		– prăfoase < 0,01 mm < 30%	–	0 – 10	< 15	> 45	< 30
		– argiloase < 0,01 mm 30-40%	–	0 – 5	< 15	> 45	< 40
2	Pămînturi loessoide 0,01-0,1 < 60%	– nisipuri şi nisipuri argiloase loessoide	> 5	25–55		10–50	< 30
		– prafuri nisipoase loessoide	< 5	< 30		35–55	> 30
		– prafuri argiloase loessoide	0–5	0–10		40–60	< 50
		– argile prăfoase loessoide	0–1	0–10		25–50	> 50

Scanned with OKEN Scanner

Tabel 1.2.

Indicele de plasticitate I_p al pămîntului	$0,01 < I_p \leq 0,1$	$0,1 < I_p < 0,14$	$0,14 < I_p < 0,22$
Indicele I	0,1	0,17	0,24

Tabel 1.3.

	Conținutul în fracțiune granulometrică 0,05–0,01 mm	Coeficient de legare a P.S.U. K_0	Rezistența structurală P_0 daN/m²	Grad de sensibilitate
stratul 1	50%	0,25	$P_0 = 0,37$	foarte sensibil
stratul 2	41%	0,33	$P_0 = 0,58$	cu sensibilitate medie
stratul 3	30%	0,28	$P_0 = 1,02$	cu sensibilitate redusă

Tabel 1.4.

Gradul de sensibilitate la umezire al P.S.U.	Conținutul în fracțiunea granulometrică de 0,05–0,01 mm	Coeficient de legare a loessului K_0	P_0 daN/cm²
foarte sensibil	>50%	<0,3	<0,5
cu sensibilitate medie	40 ... 50%	0,3 ... 0,5	0,5 ... 1,0
cu sensibilitate redusă	<40%	0,5 ... 0,7	1,0 ... 1,5

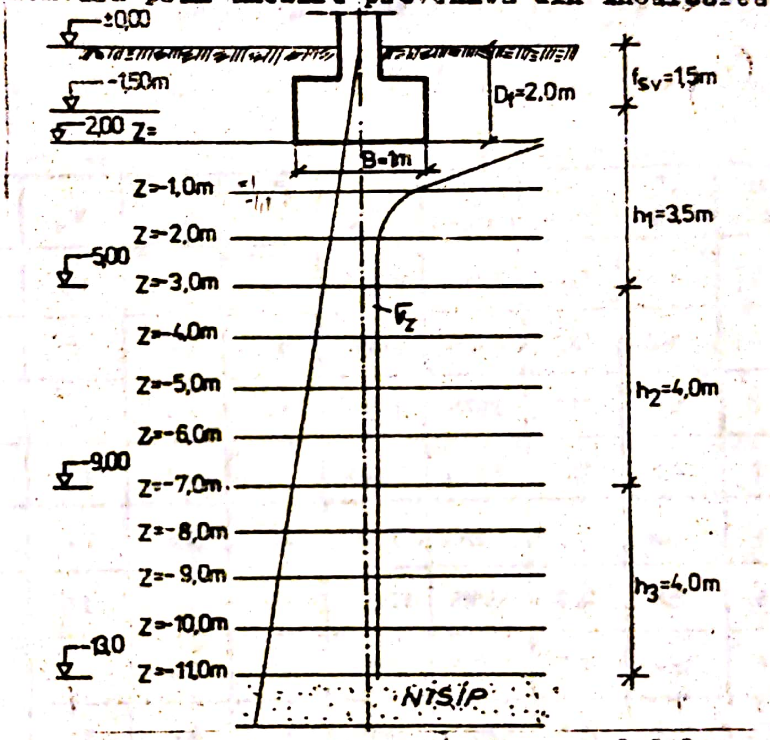
Scanned with OKEN Scanner

Problema 1.2.

Fundația continuă a unei structuri este amplasată pe stratificația din figură. Cunoscînd caracteristicile fizico-mecanice ale stratificației precizate în problema 1.1., se cere să se determine:

a) tasarea suplimentară prin umezire provenită din sarcina geologică

b) tasarea suplimentară prin umezire provenită din încărcarea exterioară



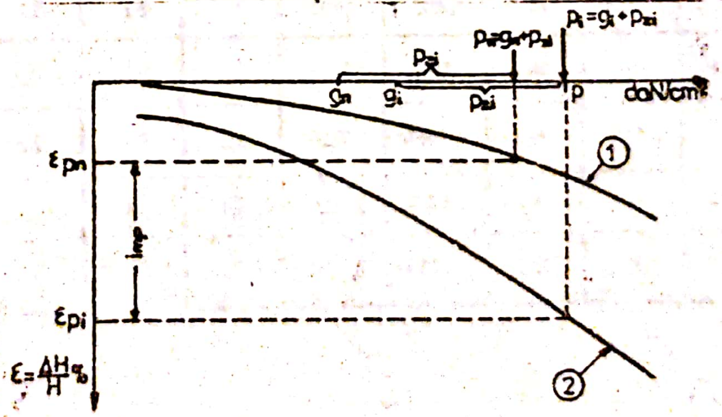


Fig. 1.5. Curbe de compresiune medii pentru probe netulburate cu umiditate naturală (1) și inundate inițial (2)

Rezolvare:

Se calculează tabelar ,tasarea suplimentară din umezire a pămînturilor sensibile la umezire (P.S.U.),sub sarcina geologică I_{mg} şi sub încărcarea transmisă de fundaţiile construcţiilor I_{mp} .(tabel 1.5.)

Funcţie de valoarea tasărilor provenite din greutatea proprie a P.S.U. se determină grupa loessului.

Dacă tasarea $I_{mg} \leq 5,0$ cm ,pămîntul face parte din grupa A.

Concluzii:

In exemplul prezentat stratificaţia suportă o tasare mult mai mare şi este cuprinsă în grupa B.

Tabel 1.5.

Strat	Nr substrat	γ^n [KN/m]	γ_{sat} [KN/m]	σ_{gz}^n [daN/cm]	σ_{gz}^i [daN/cm]	ε_g^n [%]	ε_y^i [%]	$\Delta\varepsilon_g$	$Img = \sum_{i=1}^{n} h_i \Delta\varepsilon_g$
	0	16,5	18,7	0,2475	0,2805	0,5	1,8	1,3	1,3
I	1	16,5	18,7	0,4125	0,4675	0,9	3,4	2,5	3,8
I	2	16,5	18,7	0,5775	0,6545	1,4	4,6	3,2	7,0
I	3	16,5	18,7	0,7425	0,8415	1,8	5,8	4,0	11,0
II	4	15,4	18,2	0,8965	1,0235	2,2	4,6	2,4	13,4
II	5	15,4	18,2	1,0505	1,2055	2,5	5,0	2,5	15,9
II	6	15,4	18,2	1,2045	1,3875	2,9	5,4	2,5	18,4
II	7	15,4	18,2	1,3585	1,5705	3,1	6,2	3,1	21,5
III	8	15,5	18,4	1,5136	1,7545	2,7	3,0	0,3	21,8
III	9	15,5	18,4	1,6685	1,9385	3,0	3,2	0,2	22,0
III	10	15,5	18,4	1,8235	2,1225	3,1	3,4	0,3	22,3
III	11	15,5	18,4	1,9785	2,3065	3,2	3,6	0,4	22,4

Strat	Substrat	Z	L/B	Z/B	α_0	p_n	σ_z^s	σ_z^i	σ_z^{med}	σ_{gz}^n	σ_{gz}^i	$\sigma_z^{med}+\sigma_{gz}^n$	$\sigma_z^{med}+\sigma_g^i$	ε_p^n	ε_p^i	Δe	m	$\Delta\varepsilon m$	$h_p=\sum_{i=1}^{n} h_i\cdot\Delta\varepsilon\cdot m$
I	0	0 / 1	1	0 / 1	1 / 0,34	1,19	1,19	0,405	0,798	0,2475	0,281	1,046	1,079	2,4	7,0	4,6	1,0	4,6	4,6
	1	1 / 2	1	1 / 2	0,34 / 0,11	1,19	0,405	0,131	0,268	0,413	0,468	0,681	0,736	1,7	5,2	3,5	1,0	3,5	8,1
	2	2 / 3	1	2 / 3	0,11 / 0,05	1,19	0,131	0,060	0,096	0,578	0,655	0,674	0,751	1,6	5,3	3,7	1,0	3,7	11,8
	3	3 / 4	1	3 / 4	0,05 / 0,03	1,19	0,060	0,036	0,048	0,743	0,842	0,791	0,890	1,9	6,0	4,1	1,0	4,1	15,9
II	4	4 / 5	1	4 / 5	0,03 / 0,02	1,19	0,036	0,024	0,030	0,897	1,024	0,927	1,054	2,3	4,5	2,2	1,0	2,2	18,1
	5	5 / 6	1	5 / 6	0,02 / 0,02	1,19	0,024	0,024	0,024	1,051	1,206	1,075	1,230	2,6	4,8	2,2	1,0	2,2	20,3
	6	6 / 7	1	6 / 7	0,02 / 0,02	1,19	0,024	0,024	0,024	1,205	1,388	1,229	1,412	2,8	5,6	2,8	1,0	2,8	23,1
	7	7 / 8	1	7 / 8	0,02 / 0,02	1,19	0,024	0,024	0,024	1,359	1,571	1,383	1,595	3,2	6,0	2,8	1,0	2,8	25,9
III	8	8 / 9	1	8 / 9	0,02 / 0,02	1,19	0,024	0,024	0,024	1,514	1,755	1,538	1,779	2,8	5,4	2,6	1,0	2,6	28,5
	9	9 / 10	1	9 / 10	0,02 / 0,02	1,19	0,024	0,024	0,024	1,669	1,939	1,693	1,963	3,0	5,7	2,7	1,0	2,7	31,2
	10	10 / 11	1	10 / 11	0,02 / 0,02	1,19	0,024	0,024	0,024	1,824	2,123	1,848	2,147	3,2	6,0	2,8	1,0	2,8	34,0
	11	11 / 12	1	11 / 12	0,02 / 0,02	1,19	0,024	0,024	0,024	1,979	2,307	2,003	2,331	3,3	6,4	3,1	1,0	3,1	37,1

$h_p = 37,1$ cm

Tabel 1.6.

Problema 1.3.

Să se determine extinderea zonei de umezire produsă de o conductă de alimentare cu apă amplasată la adîncimea de -2,0 m față de cota ± 0,00.

Stratificația este reprezentată printr-un strat omogen de pămînt loessoid argilos.

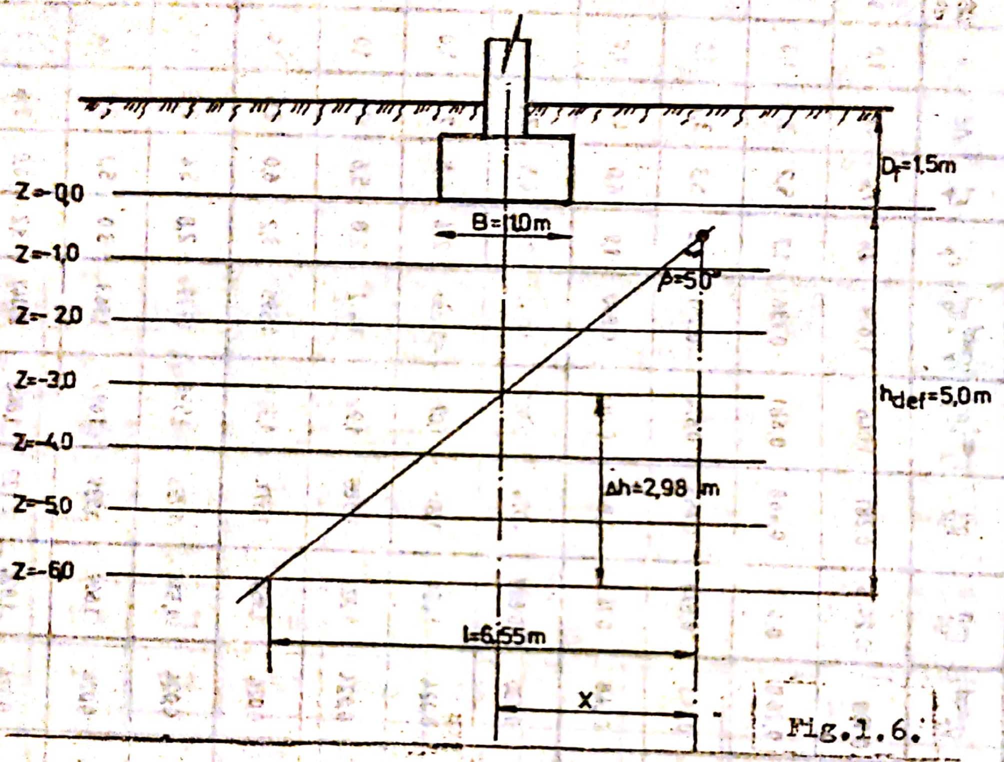


Fig.1.6.

Adîncimea de fundare D_f= 1,5 m

Fundația are secțiunea (1,0 x 1,0), m^2

Sursa se găsește la o distanță x'=3,0 m față de axa fundației.

Conform caracteristicilor fizico-mecanice ale stratificației γ=16,5 KN/m^3, γ_{sat}=19,6 KN/m^3 și a graficului 1.3., rezistența structurală este p_0= 0,85 daN/cm^2.

Conform STAS (P4 - 81) , presiunea p_{conv}= 160 daN/cm^2.

Presiunea neutrală va rezulta:

$p_n = p_{conv} - \gamma \cdot D_f$ = 160-1,5.16,5=135,25 KN/m^2

m_β= 1,0

β= 50°   tg β = 1,19

Rezolvare:

Tasările suplimentare, diferenţele de tasare suplimentară şi înclinările fundaţiei izolate din zona de infiltrare a apei lateral faţă de sursa de umezire se determină ţinînd seama de limita h a zonei de umezire a straturilor inferioare.

Δh se calculează cu relaţia:

$$\Delta h = D + h_{def} - h_s - \frac{x}{m_\beta \cdot tg\,\beta} = 1,5+6,0-2,0-\frac{3,0}{1.1,19} = 2,98 \text{ m}$$

unde:

D este adîncimea de fundare faţă de cota terenului nivelat;

h_{def} adîncimea zonei de deformaţie sub talpa fundaţiei;

x distanţa de la limita sursei de umezire pînă la axa fundaţiei analizate;

m_β coeficient, care ia în considerare creşterea posibilă a unghiului de infiltrare laterară a apei în raport cu sursa de umezire, datorită stratificaţiei terenului;

h_s adîncimea la care se află sursa de umezire faţă de cota terenului nivelat;

β unghiul de infiltrare a apei în teren care se determină funcţie de natura pămîntului;

Distanţa l de la sursa de umezire, pe care se manifestă neuniformitatea tasărilor suplimentare se determină cu formula:

$$l = (D + h_{def} - h_s) . m_\beta . tg\,\beta = (1,5+6,0-2,0).1.tg50^{o} = 6,545 \text{ m}$$

Concluzii:

Luînd în consideraţie cele două tipuri de tasări suplimentare se constată că apar trei zone caracteristice în grosimea pachetului de P.S.U.

1 zona de la partea superioară, în care tasarea suplimentară prin umezire este produsă de sarcina geologică la care se adaugă presiunea netă transmisă de fundaţie, zonă extinsă pînă la adîncimea la care cele două presiuni devin mai mici sau egale cu rezistenţa structurală;

2 zona intermediară ce se caracterizează prin faptul că suma dintre cele două presiuni este mai mică decît rezistenţa structurală; (În această zonă nu apar tasări

Scanned with OKEN Scanner

suplimentare prin umezire).

3 zona inferioară în care valoarea sarcinii geologice este mai mare decît valoarea rezistenței structurale; (Se produce o nouă tasare suplimentară prin umezire datorită numai sarcinii geologice.)

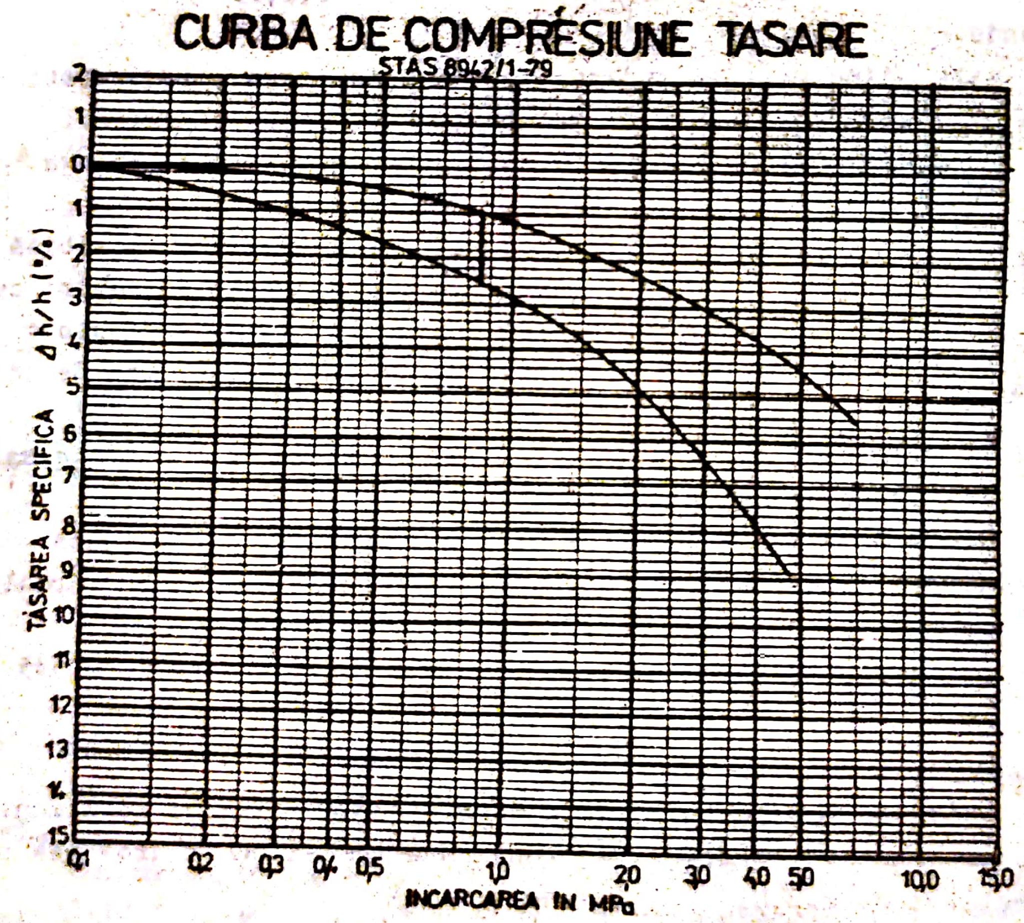


Fig.1.7.

Tabel 1.7.

Z m	γ KN/m³	γ_{sat} KN/m³	$n=\frac{L}{B}$	$\frac{Z}{B}$	α_0	p_n daN/m²	σ_z^s daN/m²	σ_z^{inf} daN/m²	σ_z^{med} daN/m²	σ_g^i	σ_g^n	$p=\sigma_g^i+p_z$	$p=\sigma_g^n+p_z$	ε_p^i	ε_p^n	i_{mp}
0	16,5	19,5	1,00	0 / 1	1 / 0,34	1,35	1,35	0,459	0,905	0,390	0,330	1,295	1,235	3,3	1,4	1,9
1	16,5	19,5	1,00	/ 2	0,34 / 0,11	1,35	0,459	0,149	0,304	0,585	0,495	0,889	0,799	2,7	0,9	1,8
2	16,5	19,5	1,00	2 / 3	0,11 / 0,05	1,35	0,149	0,068	0,109	0,780	0,660	0,889	0,769	2,7	0,8	1,9
3	16,5	19,5	1,00	3 / 4	0,05 / 0,03	1,35	0,068	0,041	0,055	0,975	0,825	1,030	0,880	3,0	1,0	2,0
4	16,5	19,5	1,00	4 / 5	0,03 / 0,02	1,35	0,041	0,027	0,034	1,170	0,990	1,204	1,024	3,2	1,2	2,0
5	16,5	19,5	1,00	5 / 6	0,02 / 0,02	1,35	0,027	0,027	0,027	1,365	1,155	1,392	1,182	3,5	1,4	2,1
6	16,5	19,5	1,00	6 / 7	0,02 / 0,02	1,35	0,027	0,027	0,027	1,560	1,32	1,587	1,347	4,0	1,6	2,4

Scanned with OKEN Scanner

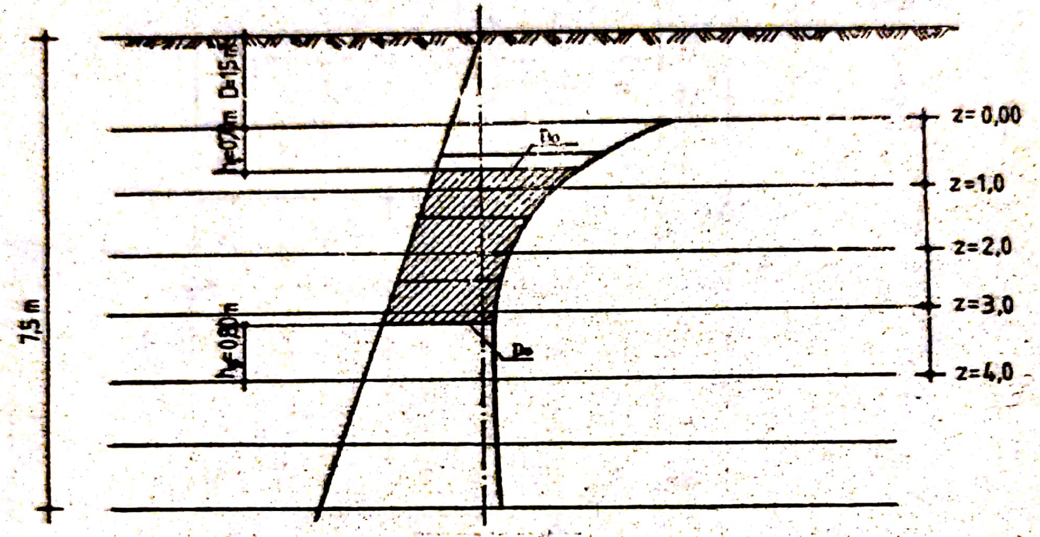


Fig.1.8.

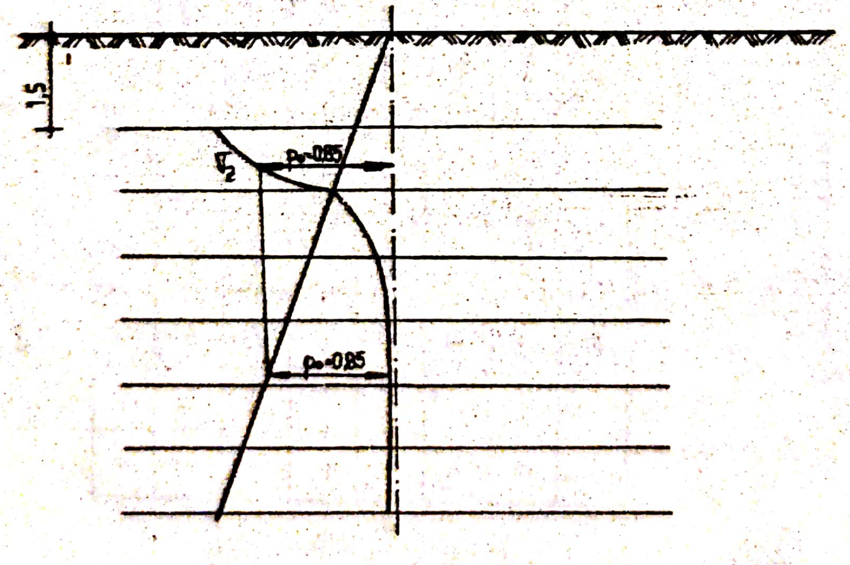


Fig.1.9.

Scanned with OKEN Scanner

Problema 1.4.

O clădire în mediu rural P+1E este amplasată pe un teren argilos sensibil la umezire(P.S.U.),grupa A şi prezintă următoarele caracteristici geotehnice:

γ_d = 15,5 kN/m^3 ; γ = 18,5 kN/m^3 ; w = 19% ; i_{m_3} = 2%

Clădirea transmite la teren o încărcare de 90 kN/m care rezultă din gruparea fundamentală.

Elementele structurii sînt solicitate centric, fundaţia este continuă, lăţimea tălpii fundaţiei este de B = 0,9m.

Se cere să se verifice dacă sînt îndeplinite condiţiile pentru proiectarea acestei clădiri pe terenul indicat.

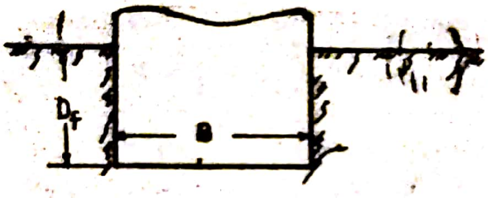


Fig.1.10.

Rezolvare:

Conform normativelor în vigoare (P_7/85, STAS 3300/$_{1-2}$ -85), la proiectarea construcţiilor fundate pe pămînturile sensibile la umezire P.S.U., se ţine seama de deformaţiile suplimentare şi de reducerea capacităţii portante, provocate de umezirea terenului de fundare.

Predimensionarea fundaţilor se realizează pe baza presiunilor convenţionale de calcul conform tabel 1.8

In cazul în care încărcările transmise fundaţiei sînt mai mici de 100 kN/ml se admite folosirea presiunilor de calcul convenţionale (p_{conv}) la dimensionarea definitivă a fundaţiilor criteriul de capacitate portantă considerîndu-se satisfăcut.

Rezultă că în situaţia prezentată pentru γ_d=15,5 kN/m^3

p_{conv}=190 kN/m^2

condiţia este îndeplinită.

Verificarea la starea limită de deformaţie a construcţiilor se face luînd în consideraţie deformaţiile totale ale terenului, urmărind sursele posibile de apă, distanţele acestora în raport cu fundaţiile construcţiilor şi condiţiile de infiltrare a apei în teren (anexaIII -Normativ P7),

Această verificare nu este necesară dacă

$$p_{ef} \leq p_o$$

unde

p_{ef} este presiunea efectivă pe teren sub fundaţiile întregii clădiri

p_o rezistenţa structurală

şi

$$p_{ef} \leq p_{conv}$$

cînd tasarea la umezire specifică $i_{m3} \leq 0{,}03$

Pentru situaţia prezentată condiţia este satisfăcută.

Verificarea terenului de fundare la starea limită de capacitate portantă se realizează conform STAS 3300/$_{1-2}$-85, cu precizarea folosirii valorilor de calcul ale caracteristicilor de rezist zistenţă ,(unghiul de frecare internă şi coeziunea c),determinate în condiţii de inundare a probelor P.S.U., la starea corespunzătoare de îndesare ,după producerea tasării suplimentare.

Tabel 1.8.

Natura pămîntului (P.S.U.)	p_{conv} (KPa)			
	Pămînturi cu structura naturală cu densitatea în stare uscată ρ_d (t/m^3)		Pămînturi compacte cu densitatea în stare uscată ρ_d (t/m^3)	
	135	155	180	170
nisipos	140...160	170...190	190...210	240...260
argilos	150...170	190...210	240...260	290...310

Capitolul 2 - 26

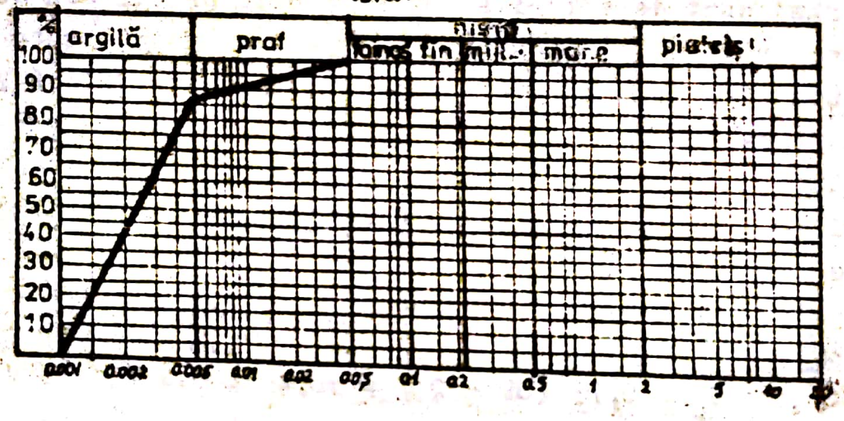
Pămînturi cu umflări și contracții mari.

Problema 2.1. Să se identifice și să se clasifice stratul de pămînt care are următoarele caracteristici geotehnice : compoziție granulometrică: argilă 86%, praf 14%; limita superioară de plasticitate 89%; limita inferioară de plasticitate 21%, limita de contracție 9%; umflarea liberă 150%; contracția volumică în stare netulburată 42%; căldura maximă de umezire 38 J/g; umiditatea corespunzătoare sucțiunii de 15 bari 20,5%; presiunea de umflare 0,90 MPa; umiditatea naturală 22%; greutatea volumică a scheletului 27 KN/m^3 și porozitatea 40%.

Rezolvare.

Utilizînd compoziția granulometrică indicată în text se poate trasa curba de compoziție granulometrică (Fig.2.1.).

Fig.2.1



Avînd curba de compoziție granulometrică se poate determina procentul de fracțiuni cu diametrul mai mic de 0,002 mm:

$$A_2 = 42\%$$

Indicele de plasticitate se determină cu relația :

$$I_p = W_L - W_p \qquad (2.1)$$

Inlocuind în relația (2.1) rezultă :

$$I_p = 89 - 21 = 68\%$$

Cunoscînd A_2 și I_p se poate determina indicele de activitate folosind relația :

$$I_A = \frac{I_p}{A_2} \qquad (2.2)$$

Rezultă :

$$I_A = \frac{68}{42} = 1,62$$

In funcţie de căldura maximă de umezire $q_{u\,max}$, indicele de activitate şi umiditatea corespunzătoare secţiunii de 15 [illegible], W_{15} pămînturile se clasifică conform tabelului 2.1 (STAS 1243-83).

Tabelul 2.1

Activitatea pămînturilor

Activitatea pămînturilor	I_A	$q_{u\,max}$ J/g	W_{15}
Puţin activ	≤ 0.75	≤ 12	< 5
Cu activitate medie	0.75...1.25	13...25	5...10
Activ	—	26...37	—
Foarte activ	> 1.25	> 37	> 10

Ţinînd cont de valorile obţinute prin calcul sau determinate în laborator, rezultă că stratul de pămînt studiat este o argilă cu o activitate foarte mare, deci un pămînt cu umflări şi contracţii foarte mari.

Pentru a determina categoria de P.U.C.M. din care face parte, conform STAS 1243-83, trebuie determinat criteriul de plasticitate, C_p, cu relaţia :

$$C_p = 0,73\ (W_L - 20) \qquad (2.3)$$

Rezultă:

$$C_p = 0,73\ (89 - 20) = 50,4$$

In conformitate cu datele din tabelul 2.2 pămîntul studiat face parte din categoria pămînturilor cu umflări şi contracţii mari foarte active.

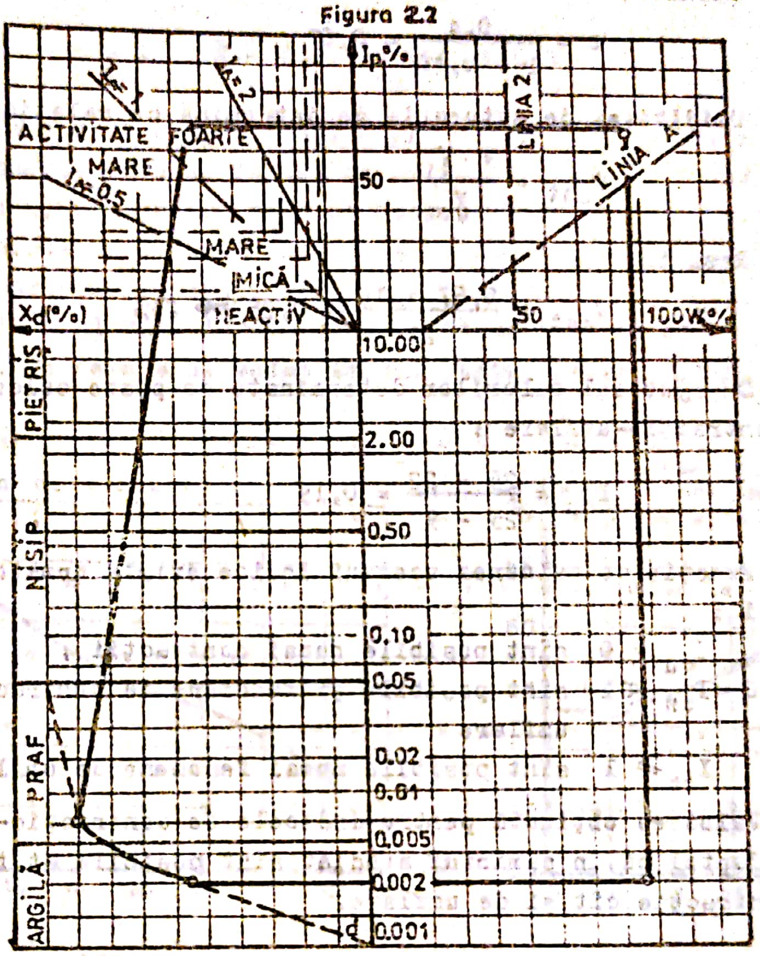
Tabelul 2.2

Activitatea P.U.C.M.	A_2	I_p %	I_A	C_p	U_L %	W_s %	C_v % tulburat	C_v % netulburat	$q_{u\,max}$ J/g	W_{15} %	p_a MPa
Foarte active	>30	>35	>1,25	$I_p > C_p$	>140	<10	>100	>35	>35	>18	>0,4
Active	18...35	25...35	1,0...1,25	$I_p > C_p$	100...140	14...10	75...100	25...35	25...37	13...18	0,1...0,4
Puţin active	15...25	20...30	0,75...1,0	$I_p > C_p$	70...100	16...14	55...75	15...25	12 ... [illegible]	...13	0,05...0,1

Pentru identificarea şi caracterizarea, prin mijloace grafice a P.U.C.M. se poate trasa, conform STAS 1913/12-82, amprenta

pămîntului (fig.2.2). Se poate constata că pentru pămîntul studiat rezultă o amprentă cu o arie mare, specifică pămînturilor foarte active.

Figura 2.2



Un alt indice funcţie de care se pot clasifica pămînturile cu umflări şi contracţii mari este indicele de contracţie-umflare care se calculează cu relaţia :

$$I_{cu} = \frac{W_{sat} - W}{W_{sat} - W_s} \qquad (2.4)$$

unde: W_{sat} - umiditatea la saturaţie a pămîntului ;

W - umiditatea în stare naturală ;

W_s - limita de contracţie.

Cunoscînd porozitatea, n% , se poate determina indicele porilor, e, cu relaţia :

$$e = \frac{n}{1 - n} \qquad (2.5)$$

Rezultă:

$$e = \frac{0,4}{1 - 0,40} = 0,67$$

Umiditatea de saturație se determină cu relația :

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} \qquad (2.6)$$

Rezultă:

$$W_{sat} = \frac{0,67 \cdot 10}{27} \simeq 0,25 \Rightarrow 25\%$$

Cu ajutorul valorilor determinate se poate calcula indicele de contracție-umflare :

$$I_{cu} = \frac{25 - 22}{25 - 9} = 0,19$$

Funcție de valoarea acestui indice există următoarele posibilități :

$I_{cu} = 0$ sînt posibile numai contracții ;

$0 < I_{cu} < 1$ sînt posibile și fenomene de contracție și de umflare

$I_{cu} \geq 1$ sînt posibile numai fenomene de umflare.

Valoarea obținută pentru indicele de contracție-umflare indică faptul că în pămîntul studiat sînt posibile atît fenomene de contracție cît și de umflare.

Problema 2.2.

Să se calculeze umflarea **la o fundație continuă** sub perete portant interior, a unei clădiri, precum și umflarea pardoselii de la parter din cauza ecranării terenului. Clădirea are dimensiunile în plan de (12x24)m^2, adîncimea de fundare 1,5 m, iar presiunea pe talpa fundației este de 1,5 daN/cm^2 și lățimea fundației 1,5 m. Ca teren de fundare întîlnim un strat de argilă expansivă, în grosime de 4,0 m, sub care se află un strat de nisip prăfos. Stratul de la suprafață este o argilă nisipoasă avînd γ = 16 kN/m^3. Greutatea volumică a argilei expansive este de 18 kN/m^3. Greutatea volumică a scheletului mineral este 27,7 kN/m^3, iar indicele porilor 0,63. Nivelul apelor subterane se află la adîncimea de 5,0 m sub talpa fundației.

Rezolvare.

Ținînd cont de ecranarea suprafeței în care are loc creste-

rea umidității, aceasta este posibilă în limitele între ... clădiri. Raportul laturilor clădirii este 24/12=2, iar coeficientul m_n în limitele zonei de umezire ($0 \leq a \leq 4$) este conform tabelului 2.7 din cursul de "Fundații în condiții speciale", egal cu zero.

$$a = 4 \qquad \frac{a + h}{B} = \frac{4 + 1,5}{12} < 0,5$$

Deoarece $m_n = 0$, presiunea suplimentară este egală cu zero.

Se împarte terenul de sub talpa fundației în straturi în grosime de 0,50 m, pentru care se determină eforturile unitare în teren datorate încărcării transmise de fundație, precum și din greutatea proprie a terenului.

Cu ajutorul curbelor de contracție-umflare și de sucțiune (fig.2.3), se determină valoarea umidității de echilibru.

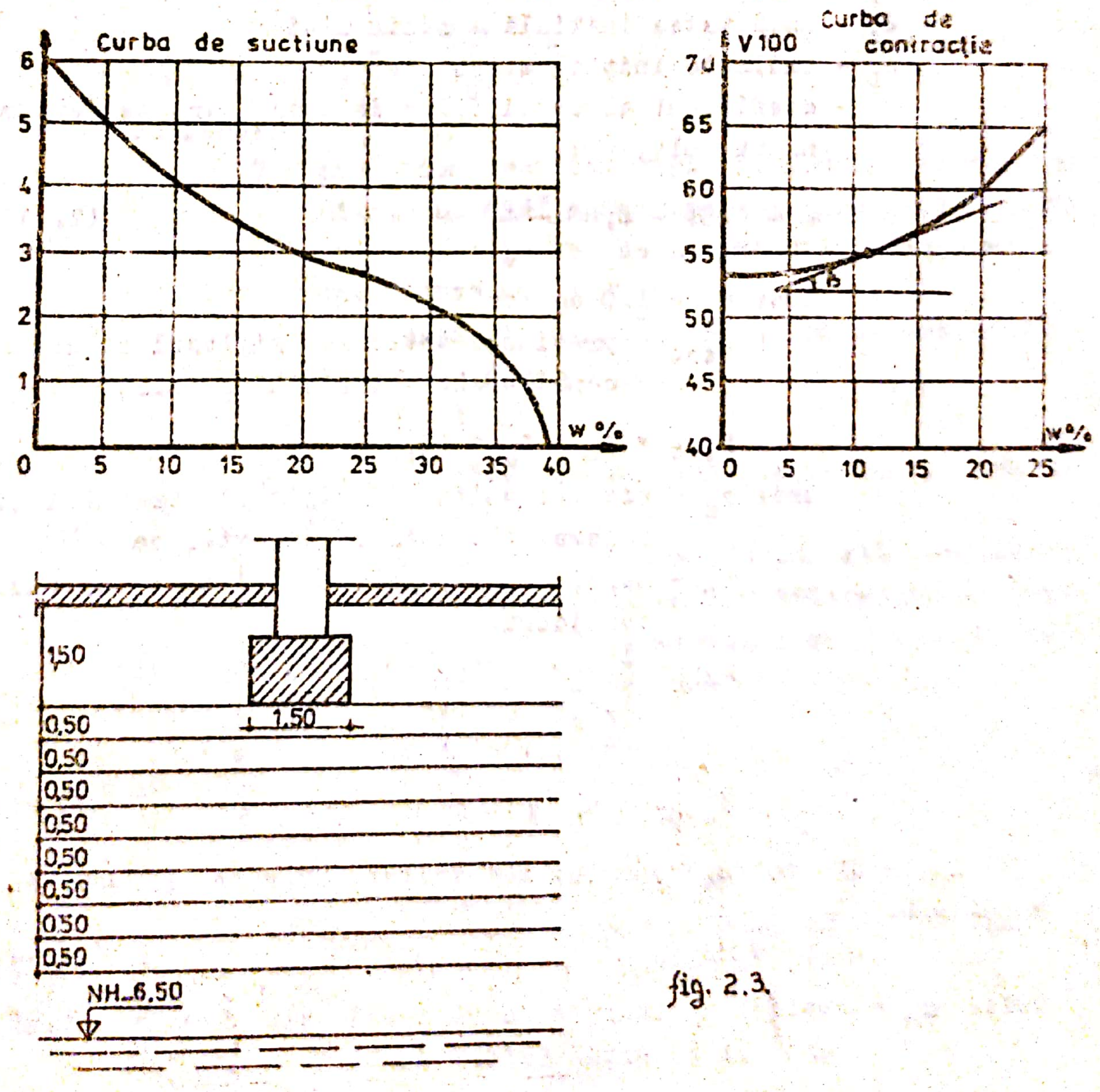


fig. 2.3

Ridicarea terenului prin umflare, în urma creşterii umidităţii, se determină cu relaţia :

$$U = \sum \varepsilon_i \cdot h_i \cdot m \qquad (2.7)$$

în care: h_i - grosimea stratului considerat ;

ε_i - umflarea relativă a terenului din stratul "i" care în cazul ecranării suprafeţei prin care s-a produs schimbarea regimului higrotermic se determină cu relaţia :

$$\varepsilon = \frac{k(W_k - W_o)}{1 + e_o} \qquad (2.8)$$

k - coeficient determinat pe cale experimentală sau care, în lipsa experimentelor, poate fi luat egal cu 2 ;

W_k - umiditatea de echilibru a pămîntului ;

W_o - umiditatea iniţială a pămîntului ;

e_o - indicele iniţial al porilor ;

m - coeficient al condiţiilor de lucru care se determină cu relaţia :

$$m = 0,84 - 0,08 \frac{p_{tot}}{p_o} \qquad (2.9)$$

unde $p_o = 1,0$ daN/cm^2

p_{tot} - presiunea totală la mijlocul stratului considerat, calculată cu relaţia

$$p_{tot} = p_z + p_g + p_{supl},$$

unde p_z - efortul unitar la mijlocul stratului considerat din încărcarea exterioară.

p_g - sarcina geologică la mijlocul stratului considerat ;

p_{supl} - presiunea suplimentară provocată de influenţa greutăţii proprii neumezite din masiv, vecină cu zona umezită

$$p_{supl} = m_n \cdot \gamma \cdot (z + h) \qquad (2.10)$$

In cazul nostru, după cum s-a arătat anterior, $m_n = 0$, deci $p_{supl} = 0$.

$$p_z = \alpha_o \cdot p_n \qquad (2.11)$$

unde: α_o - coeficient funcţie de raportul laturilor fundaţiei (a/b) şi raportul (z/b) (tabelul 2.3) ;

... talpa fundaţiei

Tabel 2.3

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{a}{b}$	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0	20,0	∞ Problemă plană
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,960
0,50	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,820
1,00	0,336	0,428	0,470	0,500	0,518	0,522	0,549	0,550
1,50	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,400
2,00	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,310
3,00	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,209	0,210
5,00	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,130

Estimarea distribuţiei de echilibru are la bază relaţia :

$$U = \frac{\alpha \cdot p}{\gamma_w} - h \qquad (2.12)$$

în care:

U - presiunea apei din porii pămîntului situat deasupra nivelului apei subterane, ce corespunde distanţei echivalente în cm, de la punctul considerat la nivelul apei subterane ;

h - sucţiunea (în cm coloană de apă echivalentă) ;

α - factor de compresiune

$$\alpha = tg\,\beta \qquad (2.13)$$

β - unghiul făcut de tangenta la curba de contracţie cu orizontala ;

p - efortul unitar vertical în punctul considerat, calculat ca sumă a efortului unitar determinat de acţiunea exterioară (σ_z) şi a sarcinii geologice calculate la adîncimea la care se găseşte punctul.

Expresia sucţiunii devine :

$$h = \frac{\alpha \cdot p}{\gamma_w} - u \qquad (2.14)$$

Avînd în vedere distribuţia iniţială a umidităţii în terenul de sub fundaţie, se poate obţine distribuţia finală în patru ipoteze de calcul arătată în tabelele 2.4;2.5;2.6;2.7.

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 2.4 Teren acoperit fără sarcină geologică şi suprasarcină

Adîncimea medie a stratului -m-	$-u=H-z$ cm	σ_z g/cm²	σ_{gz} g/cm²	p g/cm²	$\alpha \operatorname{tg} \beta$	h	pF=lg h	W %
0,50	625	—	—	—	—	625	2,79	22
1,00	575	—	—	—	—	575	2,76	22,5
1,50	525	—	—	—	—	525	2,72	23
2,00	475	—	—	—	—	475	2,68	23,5
2,50	425	—	—	—	—	425	2,63	24
3,00	375	—	—	—	—	375	2,57	25
3,50	325	—	—	—	—	325	2,51	25,5
4,00	275	—	—	—	—	275	2,44	26
4,50	225	—	—	—	—	225	2,35	26,5
5,00	175	—	—	—	—	175	2,24	27
5,50	125	—	—	—	—	125	2,10	28

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul **2.5** Teren acoperit cu sarcină geologică – fără suprasarcină

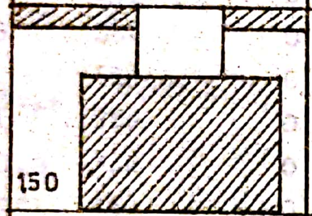
Adîncimea medie a stratului -m-	$-u=H-z$ cm	σ_z g/cm	σ_{gz} g/cm	p g/cm	$\alpha=tg\rho$	h	pF=lg h	W %
0,50	625		40	40	1	665	2,82	21
1,00	575		120	120	1	695	2,84	21
1,50	525		200	200	1	725	2,86	20,5
2,00	475		285	285	1	760	2,88	20,5
2,50	425		375	375	1	800	2,90	20,5
3,00	375		465	465	1	840	2,92	20
3,50	325		555	555	1	880	2,94	20
4,00	275		645	645	1	920	2,96	19
4,50	225		735	735	1	960	2,98	19
5,00	175		825	825	1	1000	3,00	19
5,50	125		915	915	1	1040	3,02	19

Tabelul 2.6 Teren acoperit cu sarcină geologică şi suprasarcină

Adîncimea medie a stratului [m]	$-u=H-z$ cm	σ_z g/cm²	σ_{gz} g/cm²	p g/cm²	$\alpha=tg\rho$	h	$pF=lg\ h$	W %
0,50	625	44	40	84	1	709	2,85	22
1,00	575	44	120	164	1	739	2,87	21,5
1,50	525	44	200	244	1	769	2,88	21
2,00	475	44	285	329	1	804	2,90	20,5
2,50	425	44	375	419		844	2,93	20
3,00	375	44	465	509	1	884	2,95	19,5
3,50	325	44	555	599	1	924	2,96	19
4,00	275	44	645	689	1	964	2,98	18,5
4,50	225	44	735	779	1	1004	3,00	18
5,00	175	44	825	869	1	1044	3,02	18
5,50	125	44	915	959	1	1084	3,03	18

Scanned with OKEN Scanner

Tabelul 2.7 Teren acoperit, cu fundație și sarcină geologică

Adîncimea medie a stratului — m —	$u = H - z$ cm	σ_z g/cm^2	σ_{gz} g/cm^2	p g/cm^2	$\alpha = \lg \beta$	h	pF = lg h	W %
 150	525							
2,00	475	1200	285	1485	1	1960	3,29	15,5
2,50	425	1000	375	1375	1	1800	3,26	16,5
3,00	375	850	465	1315	1	1690	3,23	16,5
3,50	325	520	555	1075	1	1400	3,15	17
4,00	275	450	645	1095	1	1370	3,14	17
4,50	225	390	735	1125	1	1350	3,13	17
5,00	175	320	825	1145	1	1320	3,12	18
5,50	125	280	915	1195	1	1320	3,12	18

Scanned with OKEN Scanner

Calculul coeficienţilor condiţiilor de lucru

Strat	P_{tot}	$0,08\ P_{tot}/P_e$	m
1	625	0,05	0,79
2	575	0,046	0,79
3	525	0,042	0,80
4	475	0,038	0,80
5	425	0,034	0,81
6	375	0,03	0,81
7	325	0,026	0,81
8	275	0,022	0,82
9	225	0,018	0,82
10	175	0,014	0,83
11	125	0,01	0,83

Ipoteza 1

Strat	P_{tot}	$0,08\ P_{tot}/P_e$	m
1	665	0,053	0,79
2	695	0,056	0,78
3	725	0,058	0,78
4	760	0,060	0,78
5	800	0,064	0,78
6	840	0,067	0,77
7	880	0,070	0,77
8	920	0,073	0,77
9	960	0,077	0,76
10	1000	0,080	0,76
11	1040	0,083	0,76

Ipoteza 2

Calculul coeficienţilor condiţiilor de lucru

Strat	P_{tot}	$0,08\ P_{tot}/\ p_o$	m
1	709	0,057	0,78
2	739	0,059	0,78
3	769	0,062	0,78
4	804	0,064	0,78
5	844	0,068	0,77
6	884	0,071	0,77
7	924	0,074	0,77
8	964	0,077	0,76
9	1004	0,080	0,76
10	1044	0,084	0,76
11	1084	0,087	0,75

Ipoteza 3

Strat	P_{tot}	$0,08\ P_{tot}/\ p_o$	m
1.	-	-	-
2	-	-	-
3	-	-	-
4	1960	0,160	0,68
5	1800	0,144	0,70
6	1690	0,135	0,77
7	1400	0,112	0,73
8	1370	0.110	0,73
9	1350	0,108	0,73
10	1320	0,106	0,73
11	1320	0.106	0,73

Ipoteza 4

Scanned with OKEN Scanner

Calculul umflărilor

$$U = \sum \varepsilon_i \cdot h_i \cdot m_i = \sum \frac{k(W_k - W_o)}{1 + e_o} h_i \cdot m_i$$

In cazul în care h_i şi e_o au valori identice

$$U = \frac{k.h}{1 + e_o} \sum (W_{kf} - W_{of}) m_i$$

$$\frac{1}{100} \Big| \frac{k.h}{1 + e_o} = 0,564$$

Ipoteza 1

Strat	w_o%	w_k%	Δw%	m	mΔw
1	15	22	7	0,79	5,53
2	15	22,5	7,5	0,79	5,93
3	15	23	8	0,80	6,40
4	16	23,5	7,5	0,80	6,00
5	16	24	8	0,81	6,48
6	17	25	8	0,81	6,48
7	17	25,5	8,5	0,81	6,89
8	17	26	9	0,82	7,38
9	18	26,5	8,5	0,82	6,97
10	18	27	9	0,83	7,47
11	19	28	9	0,83	7,47
					73,0

U_1 = 73.0,564 = 41,2

Ipoteza 2

Strat	w_e	w_k	Δw%	m	mΔw
1	15	21	6	0,79	4,74
2	15	21	6	0,78	4,68
3	15	20,5	5,5	0,78	4,29
4	16	20,5	4,5	0,78	3,51
5	16	20,5	4,5	0,78	3,51
6	17	20	3	0,77	2,31
7	17	20	3	0,77	2,31
8	17	19	2	0,77	1,54
9	18	19	1	0,76	0,76
10	18	19	1	0,76	0,76
11	19	19	0	0,76	0,00
					28,45

U_2 = 28,45.0,564 = 16,04 cm

Ipoteza 3

Strat	w_e%	w_k%	Δw%	m	mΔw
1	15	22	7	0,78	5,46
2	15	21,5	6,5	0,78	5,07
3	15	21	6	0,78	4,68
4	16	20,5	4,5	0,78	3,51
5	16	20	4	0,77	3,08
66	17,5	19,5	2,5	0,77	1,93
7	17	19	2	0,77	1,54
8	17	18,5	1,5	0,76	1,14
9	18	18	0	0,76	0,00
10	18	18	0	0,76	0,00
11	19	19	0	0,75	0,00
					26,41

U_3 = 26,41.0,564 = 14,9cm

Scanned with OKEN Scanner

Ipoteza 4

Strat	$w_e\%$	$w_k\%$	$\Delta w\%$	m	$m\Delta w$
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-
4	16	15,5	-0,5	0,68	-0,34
5	16	16,5	+0,5	0,70	+0,35
6	17	16,5	-0,5	0,70	-0,35
7	17	17	0,0	0,73	0,00
8	17	17	0,0	0,73	0,00
9	18	17	-1,0	0,73	-0,73
10	18	18	0,0	0,73	0,00
11	19	18	-1,0	0,73	-0,73
					-1,80

$$U_4 = -1,80.0,564 = -1,0 \text{ cm}$$

Problema 2.3.

Să se determine umflarea relativă a unui strat de pămînt cu umflări şi contracţii mari datorită variaţiei regimului hidro-termic.

Profilul umidităţilor corespunzătoare perioadei de umiditate maximă şi perioadei de secetă maximă determinate pe cale experimentală sînt prezentate în fig.2.4.Indicele porilor pentru acest strat este de 0,84.

Rezolvare.

Se împarte stratul de argilă expansivă supus la variaţii de umiditate în straturi de 0,50m.Pentru determinarea umflării relative a terenului se vor lua în considerare variaţiile de umiditate de la mijlocul fiecărui strat.Din fig.2.4. se poate considera să au loc variaţii de umiditate numai pînă la adîncimea de -3,0m;de la această adîncime umidităţile devin constante în ambele sezoane.Argila contractilă va prezenta variaţii de volum în zona cuprinsă între +0,0m şi -3,0m.

Umflarea probabilă se determină cu relaţia:

$$U = \sum \varepsilon_i h_i m$$

unde:

Scanned with OKEN Scanner

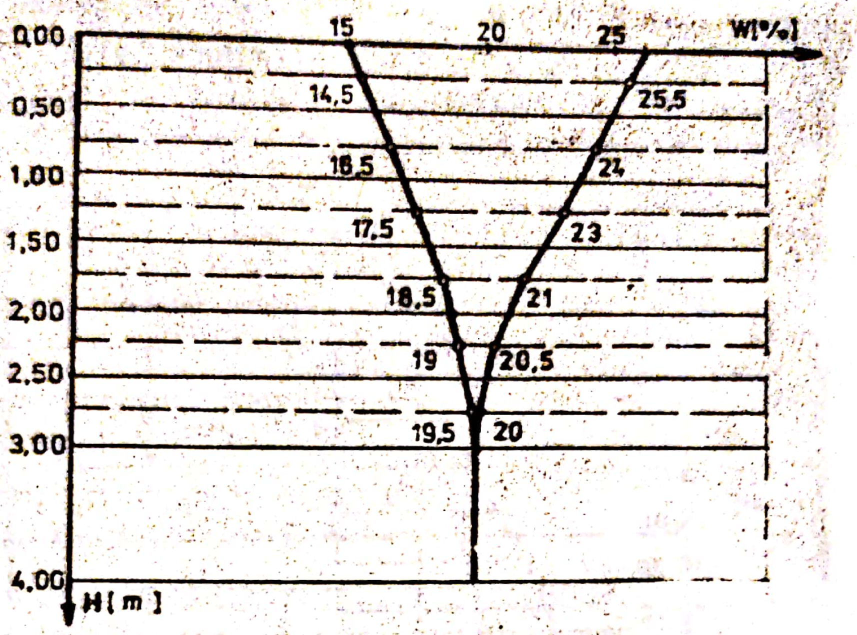


Figura 2.4

$$\varepsilon_i = \frac{k\,\Delta W}{1 + e_0}$$

Deoarece $p_{tot} < 0,5$ daN/cm^2, coeficientul condiţiilor de lucru m=0,80.

Umflarea probabilă va avea următoarea valoare :

$$U = \frac{2\cdot 50}{1 + 0,84}\,0,8\,(0,120 + 0,09 + 0,07 + 0,04 + 0,025 + 0,090)$$

$$U = 15,4 \text{ cm}$$

Problema 2.4.

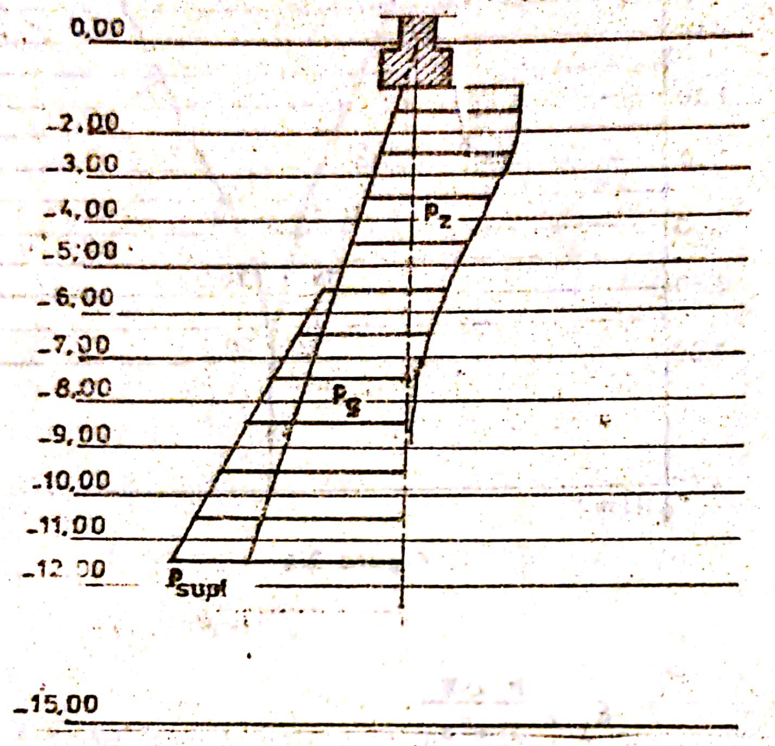
Să se calculeze umflarea terenului de sub o fundaţie avînd dimensiunile în plan de (1,0x1,0) m^2 situată sub un stîlp al unei hale industriale cu dimensiunile de 12 m^2.

Presiunea pe talpa fundaţiei este de 2 daN/cm^2, iar adîncimea de fundare 1,0 m (fig.2.5.)

Terenul de fundare este o argilă contractilă, în grosime de 15 m de la suprafaţă şi reazemă pe un strat de nisip prăfos. Greutatea volumică în stare naturală a argilei este de 20 kN/m^3 şi

presiunea de umflare determinată în laborator de 3,5 daN/cm². În exploatare este posibilă umezirea pămîntului pe toată suprafața construcției.

FIGURA 2.5



Rezolvare.

Terenul de fundare se împarte în 11 straturi elementare avînd grosimea de 1 m. Se determină mărimea presiunii la mijlocul fiecărui strat.

$$p_{tot} = p_z + p_g + p_{supl}$$

unde : p_z - efortul unitar datorat încărcării exterioare ;

p_g - efortul unitar din greutatea proprie a pămîntului;

p_{supl} - presiunea suplimentară provocată de influența greutății proprii neumezite din masiv, vecină cu zona umezită

$$p_{supl} = m_n \cdot \gamma \cdot (z + h)$$

unde m_n este un coeficient ce se găsește în tabelul |2.8|.

Umflarea probabilă a terenului de sub fundație se determină cu relația :

$$S_u = \sum \varepsilon_i \cdot h_i \cdot m$$

Valorile presiunii totale și ale coeficientului m au fost calculate [illegible] tabelul 2.9|

pentru care mai jos nu se poate umfla, adîncimea pînă la care se consideră acest fenomen este de 12 m.

Pentru determinarea umflării s-au încercat 6 probe în edometru. Probele s-au inundat la o presiune de 0,07 daN/cm^2 (greutatea pistonului aparatului); 0.5; 1,0; 2,0; 3,0; 4,0 daN/cm^2.

Tabel 2.8.

$\frac{Z+D}{B}$	COEFICIENTUL m_n PENTRU UN RAPORT AL LUNGIMII ŞI LĂŢIMII SUPRAFEŢEI UMEZITE L / B				
	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0,58	0,50	0,43	0,36	0,29
2,00	0,81	0,70	0,61	0,50	0,40
3,00	0,94	0,82	0,71	0,59	0,47
4,00	1,02	0,89	0,77	0,64	0,53
5.00	1,07	0,94	0,82	0,69	0,57

Tabel 2.9

Adîncimea medie a stratului m	$\frac{z+h}{B}$	m_n	$p_z = \alpha p$ daN/cm^2	σ_{gz} daN/cm^2	$p_{supl.}$ daN/cm^2	$p_{tot.}$ daN/cm^2	r
0,50	0,12	0,00	1,40	0,10	-	1,50	0,[illegible]
1,50	0,21	0,00	0,36	0,30	-	0,66	0,82
2,50	0,29	0,00	0,14	0,50	-	0,64	0,80
3,50	0,37	0,00	0,07	0,70	-	0,77	0,79
4,50	0,46	0,00	0,05	0,90	-	0,95	0,76
5,50	0,54	0,04	0,03	1,10	0,05	1,18	0,75
6,50	0,63	0,13	0,01	1,30	0,20	1,51	0,72
7,50	0,71	0,21	-	1,50	0,36	1,89	0,69
8,50	0,79	0,29	-	1,70	0,55	2,25	0,66
9,50	0,88	0,38	-	1,90	0,80	2,70	0,62
10,50	0,96	0,46	-	2,10	1,05	3,15	0,59

Umflarea relativă a fost următoarea:

p (daN/cm^2)	0,7	0,8	0,95	1,18	1,50	1,89	2,25	2,70	3,15
ε (%)	3,2	3,0	2,4	2,0	1,8	1,7	1,3	1,0	0,7

Rezultă că umflarea terenului de sub fundație va fi:

$$S_u = \sum \varepsilon_{ui} \cdot h_i \cdot m = 1,8 \cdot 0,72 + 3,0 \cdot 0,82 + 3,2 \cdot 0,8 + 3,0 \cdot 0,79$$
$$+ 2,4 \cdot 0,78 + 2,0 \cdot 0,75 + 1,81 \cdot 0,72 + 1,7 \cdot 0,69 + 1,3 \cdot 0,66$$
$$+ 1,0 \cdot 0,62 + 0,70 \cdot 0,59) = 16,4 \text{ cm.}$$

Capitolul 3.

Metode de îmbunătățire a pămînturilor puternic și neuniform compresibile.

Problema 3.1.

Un teren sensibil la umezire grupa A are următoarele caracteristici:
- grosimea stratului $h=4m$
- porozitatea naturală $n=48\%$
- umiditatea naturală $w=12\%$
- limita inferioară de plasticitate $W_p=18\%$
- limita de curgere $W_L=40\%$

Pentru eliminarea unor mărimi excesive a tasării suplimentare totale prin umezire se preconizează fundarea construcției la o adîncime de -2,00m față de nivelul terenului natural pe terenul din amplasament compactat prin baterea cu maiul greu, realizîndu-se o pernă din material compactat în grosime de 1,50m.

Respectînd condiția ca presiunea statică provocată de mai să nu depășească pe talpă 15kN/m²...20kN/m² greutatea maiului avînd o formă tronconică va avea un diametru egal cu:

$$d = kh \quad \text{în care}$$

d este diametrul bazei maiului

k un coeficient egal cu 0,8 pentru pămînturi loessoide

h grosimea stratului compactat

respectiv $d = 0,8.1,5 = 1,2m$

Dimensiunile maiului s-au ales conform figurii 3.1. pe baza greutății sale calculate cu relația:

$$G = \frac{\pi d^2}{4} p = \frac{3,14.1,2^2}{4} 15 = 17 \text{ kN}$$

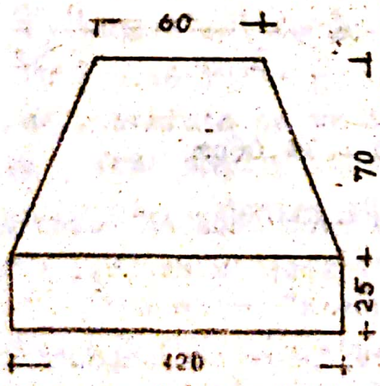


Fig.3.1. Dimensiunile maiului

Volumul maiului avînd această greutate va fi

$$V = \frac{\pi d^2}{4} h_1 + \frac{\pi h_2}{12} \left[D^2 + d^2 + Dd\right]$$

$D = 1,20m$

$d = 0,60m$

$h_1 = 0,70m$

$h_2 = 0,25m$

$$V = \frac{3,14.1,2^2}{4} 0,25 + \frac{3,14.0,70}{12} \left[1,20^2 + 0,60^2 + 1,20.0,60\right] = 0,74m^3$$

Greutatea maiului rezultă

$$G = 0,74.24 = 17,76 \text{ kN}$$

Pentru folosirea acestei metode de îmbunătăţire indicele de consistenţă a terenului natural trebuie să fie mai mare decît 0,6.

Indicele de consistenţă al terenului are valoarea:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{40 - 12}{40 - 18} = 1,27 > 0,6$$

Umiditatea optimă de compactare se calculează cu relaţia aproximativă:

$$w_{opt} = w_P + (1...3)\% = 18 + 3 = 21\%$$

Indicele de consistenţă în cazul umezirii la umiditatea optimă de compactare este:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{40 - 21}{40 - 18} = 0,86$$

Compactarea maximă admisă la partea superioară a terenului compactat pentru a evita saturarea lui este:

$$S_r = 1 = \frac{w\,\gamma_s}{e_{max}\,\gamma_w} = \frac{0,21.26,8}{e_{max}.10} \qquad e_{max} = 0,56$$

Compactarea pentru o umiditate medie cuprinsă între limita de curgere şi limita de plasticitate este:

$$S_r = 1 = \frac{\gamma_s\left(\frac{w_L + w_P}{2}\right)}{e\,\gamma_w} = \frac{\gamma_s\left[w_P + \left(\frac{w_L - w_P}{2}\right)\right]}{e\,\gamma_w} = \frac{\gamma_s(w_P + 0,5I)}{e\,\gamma_w}$$

de unde

$$e = \frac{\gamma_s(w_P + 0,5I_P)}{\gamma_w} = \frac{26,8(0,18 + 0,5.0,22)}{10} = 0,78$$

Tasarea teoretică probabilă pentru o porozitate medie a terenului compactat pe grosimea de 1,5m este:

$$h = \frac{e - \frac{e_{max} - e}{2}}{1 + e} H \qquad e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0,48}{0,52} = 0,92$$

$$h = \frac{0,92 - \frac{0,92 + 0,56}{2}}{1 + 0,92} 150 = 14,06\text{cm}$$

Pentru pămînturi loessoide se recomandă ca tasarea să fie mai mare d/ 8cm, pentru a obţine o eficienţă a acestei metode de îmbunătăţire.

Reducerea adîncimii de fundare datorită compactării se poate lua anticipat aproximativ între 20cm...40cm, urmînd ca ea să fie verificată prin calcul şi printr-o compactare experimentală.

Porozitatea medie obţinută după compactare va fi:

$$n_{med} = \frac{\frac{e_{max} + e}{2}}{1 + \frac{e_{max} + e}{2}} = \frac{0,74}{1,74} = 0,425 = 42,5\%$$

Maiul greu se va lansa de la o înălţime cuprinsă între 2 şi 4 m, la începutul operaţiei de la o înălţime mai mică care va fi sporită spre sfîrşitul compactării.

Sporirea umidităţii pentru a atinge umiditatea optimă se va realiza prin stropire cu o cantitate de apă pe metru patrat egală cu:

$$\Delta w = \eta \frac{\gamma_d (w_{opt} - w)}{\gamma_w} V \quad \text{în care}$$

η este un coeficient pentru compensarea pierderilor de apă luat de 1,1...1,25, funcţie de anotimp

γ_d greutatea volumică a terenului natural în stare uscată

γ_w greutatea specifică a apei

w_{opt} umiditatea optimă de compactare

w umiditatea naturală a pămîntului ce trebuie compactat

V volumul ce urmează a fi compactat pe m^2 în grosime de 1,50m

$$\Delta w = \frac{13,9(0,21 - 0,12)}{10} 1,18 \cdot 1,50 = 0,147 m^3 = 147 \ell$$

$$\gamma_d = \gamma_s(1-n) = 26,8(1 - 0,48) = 13,9 kN/m^3$$

Încercarea de compactare experimentală a fost executată în amplasament, urmărindu-se tasările obţinute pe trei reperi (Microraion I-Tătăraşi Iaşi).

Rezultatele compactării se dau în tabelul 3.1.

Se observă că refuzul a fost obţinut după 14 lovituri avînd în vedere consistenţa plastic vîrtoasă a pămîntului. Nu s-a luat în consideraţie prima lovitură care a avut rolul de a uniformiza suprafaţa ce urma a fi compactată. Refuzul la a 14-a lovitură a fost cuprins între 6mm şi 12mm. S-a considerat că refuzul maxim admis pentru pămînturi argiloase este cuprins între 10mm...20mm.

Fără a lua în considerare tasarea obţinută la prima lovitură, tasările măsurate pe cei trei reperi sînt:

$R_1 = 23,7cm$

$R_2 = 22,1cm$

$R_3 = 22,0cm$ în medie o tasare de 22,6cm.

Tabel 3.1.

Nr. lov	E_1 s mm	Δs mm	$\Sigma\Delta s$ mm	E_2 s mm	Δs mm	$\Sigma\Delta s$ mm	E_3 s mm	Δs mm	$\Sigma\Delta s$ mm
1	1398	102	102	1446	84	84	1473	90	90
2	1500	160	162	1530	57	141	1563	37	127
[illegible]	1560	198	192	1587	37	178	1600	50	177
6	1590	55	247	1624	44	222	1650	24	201
8	1645	31	278	1668	25	247	1674	31	232
10	1676	34	312	1693	35	282	1705	47	279
12	1710	27	339	1728	23	305	1752	31	310
14	1737	6	345	1751	7	312	1783	12	322
16	1743	10	355	1758	8	320	1795	13	335
18	1753	11	366	1766	17	337	1808	9	344
20	1764			1783			1817		

Problema 3.2.

Se cere stabilirea condiţiilor de fundare pentru o construcţie avînd tălpi de fundaţie continui ce transmit o presiune de calcul de 200 kN/m^2 amplasată pe un teren de fundare alcătuit dintr-un pămînt argilos avînd următoarele caracteristici:

Indicele de consistenţă I_C 0,5
unghiul de frecare interioară ϕ 15°
coeziunea c 12kPa
porozitatea n 46%
umiditatea w 24%
greutatea volumică 18,1kN/m^3

Presiunea limită conform STAS 3300/2-85 este:

$$p_{pl} = m_1 (\gamma.B.N_1 + q.N_2 + c.N_3)$$

$$p_{pl} = 1,4 (18,1.1.0,32 + 18,1.1,5.2,30 + 12.4,85) = 177kPa$$

Adîncimea de fundare este de 1,50m iar lăţimea fundaţiei 1,00m.

Presiunea transmisă fiind mai mare decît presiunea limită se preconizează realizarea unei perne dintr-o argilă nisipoasă avînd următoarele caracteristici:

Compoziţia granulometrică conţine 33% fracţiuni argiloase, 23% fracţiuni nisipoase şi 44% fracţiuni nisipoase

limita de curgere w_L 40%

limita inferioară de plasticitate w_P	20%
indicele de plasticitate I_P	20%
porozitatea în stare compactată n	37%
indicele de consistență I_C	0,8
greutatea volumică a pămîntului uscat	$17kN/m^3$
unghiul de frecare interioară ϕ	21°
coeziunea c	24kPa
umiditatea optimă de compactare w_{opt}	22%
greutatea volumică în stare compactată	$20,8kN/m^3$

Curba granulometrică a acestui material este dat în figura 3.2.

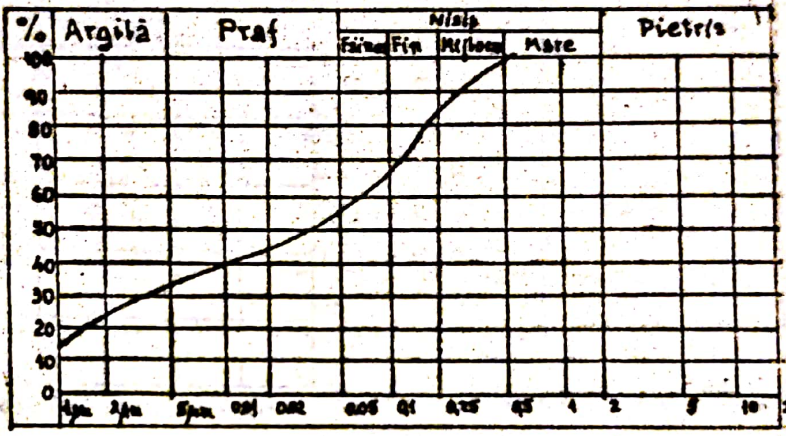


Fig.3.2.Compoziția granulometrică a materialului pernei

Pentru ca materialul s-ă fie corespunzător pentru o umplutură el trebui să prezinte un indice de grup mai mic de 20.

Indicele de grup se calculează cu relația:

I_G= 0,2a + 0,005a.e + 0,01b.d în care

a = P_{74} - 35

b = P_{74} - 15

e = w_L - 40

d = I_P - 10

P_{74} procentul din curba granulometrică corespunzător diametrului de 0,074mm

Rezultă un indice de grup egal cu

I_G= 0,2.25 + 0,005.25.0 + 0,01.45.10= 9,50< 20

Umiditatea optimă de compactare trebuie cel mult să satureze pămîntul în stare compactată pentru a evita apariția presiunii apei din pori.Pentru aceasta gradul de umiditate trebuie să fie mai mic decît 1.Indicele porilor este 0,59 iar greutatea specifi-

Scanned with OKEN Scanner

că a scheletului 26,8kN/m^3.

Pămîntul folosit pentru realizarea pernei este o argilă nisipoasă.

Pentru determinarea dimensiunilor pernei se folosește metoda unghiului de deviere maxim. Pentru aceasta terenul de sub talpa fundației se împarte într-un caroiaj avînd laturile 0,50x0,50, arătat în figura 3.3.

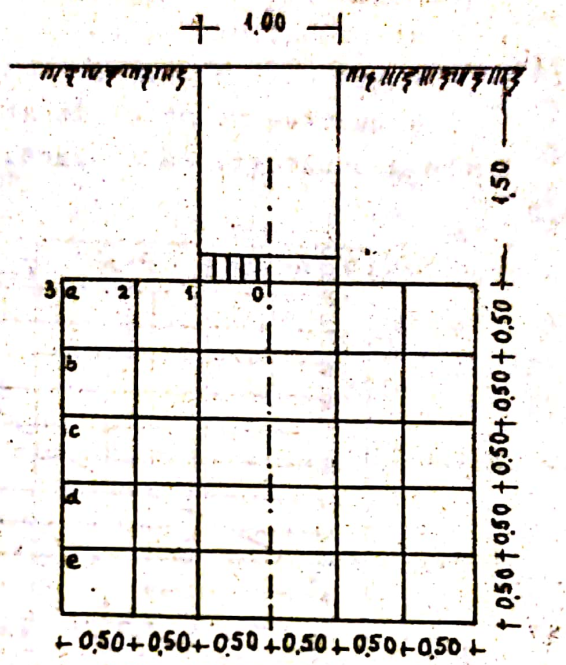


Fig.3.3. Discretizarea terenului de fundare.

Unghiul de deviere maxim se calculează cu relația:

$$\sin \theta_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2(\gamma z + c/tg\phi)}$$

Pentru terenul natural cu $tg\phi$ = tg 15° = 0,268 $c/tg\phi = \frac{12}{0,268} = 44,7$
=44,7

Pentru terenul compactat cu $tg\phi$ =tg 21° = 0,384

$$c/tg\phi = \frac{22}{0,384} = 57,3$$

Valorile tensiunilor normale principale maxime și minime pentru o sarcină parțial uniform distribuită în valoare de 1kN în nodurile rețelei se pot determina cu ajutorul tabelului 3.2.

Presiunea transmisă terenului prin talpa fundației este de 200 kN/m^2.

Cu ajutorul relației arătate mai sus și a tabelului 3.2. se pot calcula valorile unghiurilor de deviere maxime în toate nodurile rețelei. Pentru a evita alunecări trebuie ca în nod unghiul de deviere maxim să fie mai mic decît unghiul de frecare interioară a materialului.

Tabel 3.2.

	z/b \ y/b	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0
G_1	0,0	1,00	0,82	0,0	0,0	0,0
	0,5	0,82	0,61	0,29	0,13	0,07
	1,0	0,55	0,47	0,33	0,21	0,15
	1,5	0,40	0,36	0,29	0,20	0,16
	2,0	0,31	0,29	0,25	0,20	0,16
	3,0	0,21	0,20	0,19	0,17	0,14

	z/b \ y/b					
G_2	0,0	0,0	0,18	0,0,0	0,0	0,0
	0,5	0,18	0,8	0,0	0,0	0,0
	1,0	0,04	0,02	0,01	0,0	0,0
	1,5	0,01	0,01	0,0	0,0	0,01
	2,0	0,0	0,01	0,0	0,0	0,01
	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Punctul a.0. $\sin\phi_{max} = \dfrac{200}{200 + 2(44,7)} = 0,691$ $34,6^o$

Punctul a.1. $\sin\phi_{Max} = \dfrac{164-36}{164+36+2.44,7} = 0,442$ $23,8^0$

Punctul a.2. $\sin\phi_{max} = \dfrac{0}{2.44,7} = 0,0$ 0°

Punctul b.0. $\sin\phi_{max} = \dfrac{164-36}{164+36+(18,1.0,5+44,7).2} = 0,416$ $22,6^o$

Punctul b.1. $\sin\phi_{max} = \dfrac{122}{122+(18,1.0,5+44,7).2} = 0,531$ $27,9^o$

Punctul b.2. $\sin\phi_{max} = \dfrac{58}{58+(18,1.2+44,7).2} = 0,264$ $14,8^o$

Punctul c.0. $\sin\phi_{max} = \dfrac{110-8}{110+8+(18,1.1+44,7)2} = 0418$ $22,7^o$

Punctul c.1 $\sin\phi_{max} = \dfrac{94-6}{94+6+(18,1.1+44,7)2} = 0,390$ $21,3^o$

Punctul c.2. $\sin\phi_{max} = \dfrac{\quad}{66+2+(18,1.2,5+44,7)2} = 0,258$ $14,5^o$

Punctul d.0. $\sin\phi_{max} = \dfrac{80-2}{80+2+(18,1.1,5+44,7).2} = 0,345$ $19,1^o$

Punctul d.1. $\sin\phi_{max} = \frac{72-2}{72+2+(18,1.1,5+44,7).2} = 0,321 \quad 17,8^{\circ}$

Punctul d.2. $\sin\phi_{max} = \frac{58}{58+(18,1.3+44,7)2} = 0,226 \quad 12,7^{\circ}$

Punctul e.0. $\sin\phi_{max} = \frac{62}{62+(18,1.2+44,7).2} = 0,277 \quad 15,5^{\circ}$

Punctul e.1. $\sin\phi_{max} = \frac{60}{60+(18,1.2+44,7).2} = 0,270 \quad 15,1^{\circ}$

Punctul e.2. $\sin\phi_{max} = \frac{50}{50+(18,1.3,5+44,7).2} = 0,188 \quad 10,6^{\circ}$

In punctele în care valoarea unghiului de deviere maxim este foarte aproape ca valoare de unghiul de frecare interioară calculul se poate opri deoarece în următorul punct va fi sigur mai mic.

Rezultatul acestui calcul este reprezentat în figura 3.4.

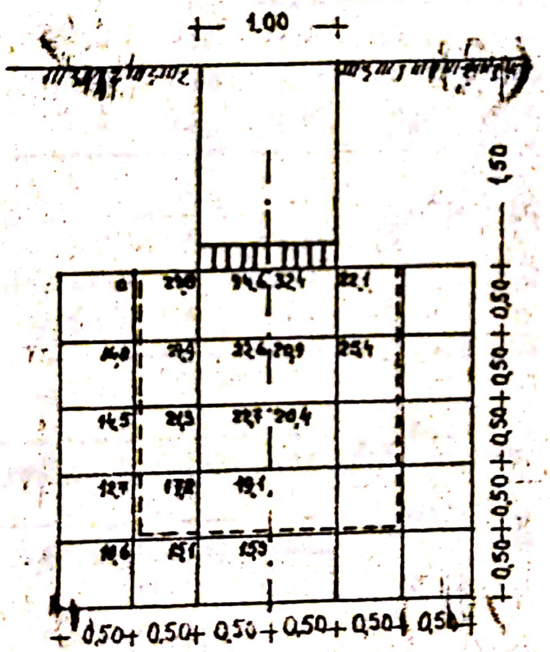


Fig.3.4.Zonele de unghi de deviere maxim

Dimensiunile pernei vor trebui să circumscrie zonele de unghi de deviere maxim,(linii întrerupte în figură).

In continuare se verifică zonele de unghi de deviere maxim care vor apare în pernă în scopul restrîngerii zonelor de deformație plastică.Se consideră numai punctele în care unghiul de deviere maxim depășește valoarea unghiului de frecare interioară a materialului din pernă.

Punctul a.0. $\sin\phi_{max} = \dfrac{200}{200+2.57,3} = 0,635$ 32,4°

Punctul a.1. $\sin\phi_{max} = \dfrac{164-36}{164+36+2.57,3} = 0,406$ 22,1°

Punctul b.0. $\sin\phi_{max} = \dfrac{164-36}{164+36+(20,8.0,5+57,3).2} = 0,381$ 20,9°

Punctul b.1. $\sin\phi_{max} = \dfrac{122}{122+(20,8.0,5+57,3)+57,3} = 0,474$ 25,4°

Punctul c.0. $\sin0_{max} = \dfrac{110-8}{110+8+(20,8.1+57,3).2} = 0,372$ 20,4°

Din figura 3.4. se observă restringerea importantă a zonei în care se depăşeşte unghiul de frecare interioară,ea fiind concentrată numai pe verticala dusă prin marginea fundaţiei şi imediat sub talpa ei.

In calcule s-a considerat că perna are aceIaşi modul de deformaţie ca şi terenul de fundareIn realitate modulul de deformaţie al pernei este mai mare,ceea ce conduce la o scădere mai rapidă a tensiunilor normale verticale în adîncime.

Pentru a ţine seama de acest fapt se calculează înălţimea echivalentă pentrupernă cu relaţia

$$h_e = 0,9\sqrt[2,5]{\frac{E_p}{E_t}\cdot\frac{\gamma_t}{\gamma_p}}\,H = 0,9\sqrt[2,5]{\frac{150}{50}\cdot\frac{18,1}{20,8}}\cdot 2,0 = 2,64m$$

S-a adoptat grosimea de calcul a pernei de 2,50m.In această situaţie o soluţie imediată se poate obţine ridicînd perna cu talpa ei cu 0,5m,situaţie în care toate tensiunile calculate se poate considera că rămîn valabile.

Se observă în acest caz că grosimea pernei este suficientă dacă are o grosime de 1,50m.

Problema 3.3.

Să se studieze soluţia de fundare pentru o clădire P+4E amplasată pe un teren de fundare alcătuit dintr-un nisip avînd următoarele caracteristici:

Compoziţia granulometrică:

diametru mm	procent cumulat %
0,05	5
0,10	18
0,25	60
0,50	90

2,0 100

Curba granulometrică a pămîntului este reprezentată în figura 3.5.

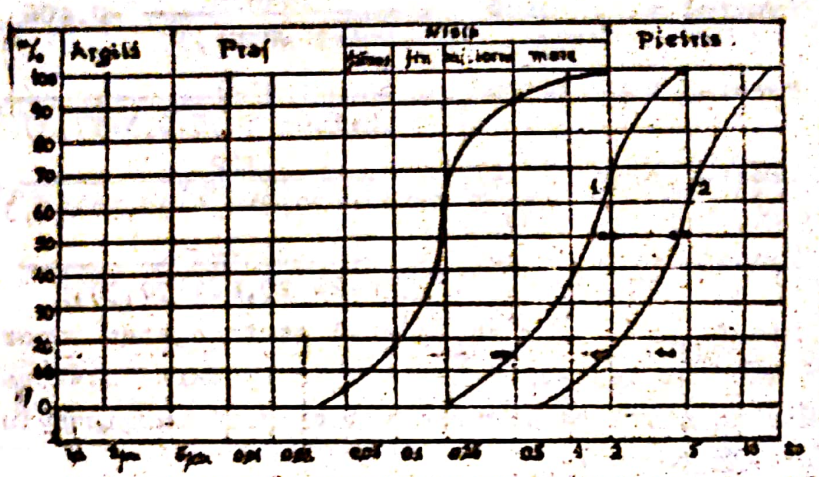


Fig.3.5.Curba granulometrică a pămîntului

Din compoziția granulometrică rezultă că pămîntul are în compunere 60% nisip fin și nisip făinos,30% nisip mijlociu și 10% nisip mare.Nisipul are o porozitate de 43%,un unghi de frecare interioară de 22° și este situat sub nivelul apei subterane cantonată la -2,00m față de nivelul terenului.

Presiunea corespunzătoare unei extinderi limitate a zonelor de deformație plastică este:

$$p_{pl} = m_1(\gamma B.N_1 + q.N_2 + c.N_3)$$

m_1 pentru $S_r > 0,8$ este de 1,3

γ' greutatea volumică a terenului submersat,greutatea specifică a nisipului fiind γ_s=26,5kN/m^3

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1-n) = (26,5-10)(1-0,43) = 9,4kN/m^3$$

$$\gamma = 26,5(1-0,43)(1+0,28) = 19,3kN/m^3$$

Celelalte mărimi sînt:lățimea fundației 1,00m;adîncimea de fundare 2,00m;coeficienții de capacitate portantă N_1=0,61 și N_2=3,44.

$$p_{pl} = 1,3(9,4.1.0,61 + 2.19,3.3,44) = 180 \text{ kPa}$$

Sarcina transmisă la nivelul tălpii fundației dă naștere unei presiuni de 300kPa.

Se propune o îmbunătățire a calităților constructive ale ale terenului de fundare prin realizarea unei perne de balast.

Predimensionarea pernei se face cu relația

$$p.b = p_0(b + h_p)$$ unde b este lățimea fundației

h_p grosimea pernei

p presiunea pe talpă

p_0 este p_{pl}

Scanned with OKEN Scanner

$$\frac{p.b}{p_e} - b = h_p \quad \text{respectiv} \quad \frac{300.1}{180} - 1 = h_p$$

$h_p = 0{,}67$m adoptat $h_p = 0{,}80$m

Urmează ca stratul de balast compactat după compactare să aibă o greutate volumică în stare uscată de 17kN/m^3.

Rezultă pentru perna de balast compactat o porozitate de 35%(indicele porilor 0,54) și o umiditate optimă de compactare la un S_r=0,7.

$$S_r = 0{,}7 = \frac{w\,\gamma_s}{e\,\gamma_w} = \frac{w.26{,}5}{0{,}54.10} \qquad w = 14\%$$

Greutatea volumică a balastului compactat

$$\gamma = 26{,}5(1-0{,}35)(1+0{,}14) = 19{,}6\text{kN/m}^3$$

Se verifică presiunea de la baza pernei în ipoteza diferenței de deformabilitate dintre pernă și terenul natural

$$h_e = 0{,}9\sqrt[2{,}5]{\frac{E_p}{E_t}\,\frac{\gamma_t}{\gamma_p}}\,h_p = 0{,}9\sqrt[2{,}5]{\frac{400}{110}\,\frac{9{,}4}{19{,}6}}\,.\,0{,}8 = 1{,}12\text{m}$$

în care E_t este modulul de deformație al terenului
E_p modulul de deformație al pernei
γ_t densitatea terenului submersat
γ_p densitatea materialului din pernă

Presiunea de la baza pernei se verifică cu relația:

$$\gamma_p h_p + \gamma_D h_D + \alpha(p_n - \gamma_D h_d) < p_t$$

Presiunea netă la nivelul tălpii fundației este:

$$p_n = 300 - 19{,}3.2 = 261{,}4\text{kPa}$$

α= 0,547 pentru z/b egal cu 1,10 și o fundație continuă.

Condiția de stabilitate a materialului sub pernă rezultă:

19,6.0,8 + 19,3.2 + o,547(261,4 - 19,3.2)= 176,15 < 300

Avînd în vedere faptul că terenul conține un procent de 60% nisip fin și nisip făinos și coeficientul de neuniformitate are valoarea

$$U_n = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0{,}25}{0{,}075} = 3{,}33$$

porozitatea fiind de asemenea mare, este posibil ca terenul de fundare să fie susceptibil la antrenare hidrodinamică(sufoziune mecanică) în cazul că există un curent de apă cu un gradient mai mare decît gradientul critic.

Pentru confirmarea acestei presupuneri se face verificarea folosind criteriul granulometric după Bocicov.

$$\frac{D_{max}}{d_o} \geqslant 2,5 \quad ; \quad \frac{d_o}{d_{min}} \geqslant 8 \quad ; \quad \frac{D_{max}}{d_{min}} \geqslant 20$$ în care

D_{max} este diametrul granulelor nisipului mare

d_{min} diametrul granulelor nisipului fin

d_o diametrul porilor formaţi de nisipul mare

Diametrul porilor formaţi de nisipul mare se poate evalua cu relaţia:

$$d_o = \left(\frac{1}{5} \ldots \frac{1}{7}\right)D = \frac{2}{5} = 0,4 \qquad D_{max} = 2mm$$

Din scrierea condiţiilor de susceptibilitate la fenomenul de sufoziune pentru nisipul din terenul dă fundare rezultă:

$$\frac{D_{max}}{d_{min}} = \frac{2}{0,05} = 40 > 20 \; ; \; \frac{d_o}{d_{min}} = \frac{0,4}{0,05} = 8 = 8$$

$$\frac{D_{max}}{d_o} = \frac{2}{0,4} = 5 > 2,5$$

Conform criteriului granulometric menţionat nisipul este susceptibil la fenomenul de sufoziune.

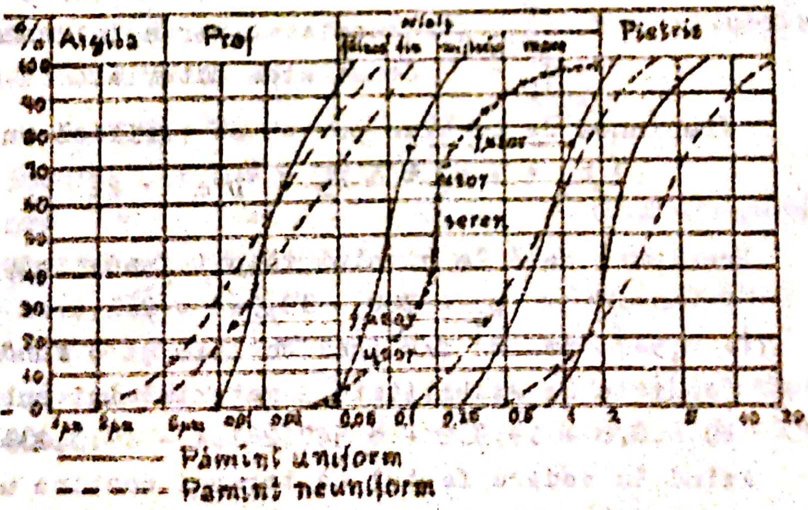


Fig.3.6.Verificarea terenului la sufoziune

Pentru confirmare se foloseşte şi criteriul Tsuchida(fig. 3.6.) în care terenul de fundare se încadrează în pămînturi uniforme foarte ușor sufuzibile.

In situaţia menţionată va trebui ca perna să fie realizată sub forma unui filtru invers executat într-un singur strat.

Regula filtrului care trebuie respectată în acest caz este:

$$\frac{d_{15(f)}}{d_{85(t)}} \leqslant 5 \quad ; \quad \frac{d_{50(f)}}{d_{50(t)}} \leqslant 25 \quad ; \quad 40 > \frac{d_{15(f)}}{d_{15(t)}} > 5 \quad ; \quad U_n < 20$$

In cazul nostru $d_{15(t)} = 0{,}09$mm ; $d_{50(t)} = 0{,}20$; $d_{85(t)} = 0{,}4$mm.

De aici rezultă $d_{15(f)} \leqslant d_{85(t)} \cdot 5$ $\quad d_{15(f)} > d_{15(t)} \cdot 5$

$d_{50(f)} \leqslant d_{50(t)} \cdot 25$ $\quad d_{15(f)} < d_{15(t)} \cdot 40$

In figura 3.5. prin săgeţi se reprezintă limitele care reflectă condiţiile de mai sus, curbele 1 şi 2 sînt limitele zonei în care condiţiile menţionate sînt respectate.

In apropierea şantiarului se găseşte un material local alcătuit din două depozite unul cu caracter preponderent de nisip (curba granulometrică A) şi unul cu un caracter preponderent de pietriş(curba granulometrică B)(figura 3.7.)

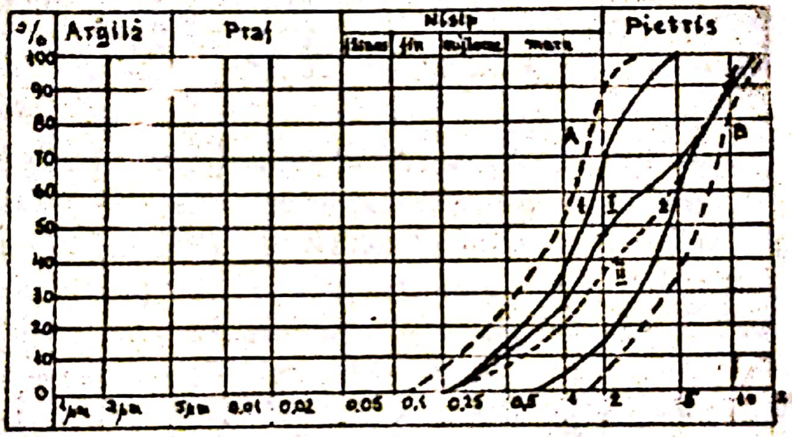


Fig.3.7.Caracteristicile materialelor locale.

Aceste pămînturi nu se încadrează în limitele necesare pentru realizarea filtrului invers, însă este posibil ca printr-un amestec să obţinem granulometria dorită.

Pentru stabilirea proporţiei în care trebuie amestecate cele două pămînturi se procedează după cum urmează;

Se duc două linii paralele pe care se notează compoziţia granulometrică a celor două pămînturi din care urmează să se realizeze amestecul.

Se întocmeşte tabelul 3.4. în care se notează procentele cumulate pentru diferitele diametre corespunzătoare celor 4 curbe granulometrice(curba limită 1,curba limită 2,curba A şi curba B).

Se unesc punctele identice ca diametru referitoare la cele două pămînturi prin linii drepte.

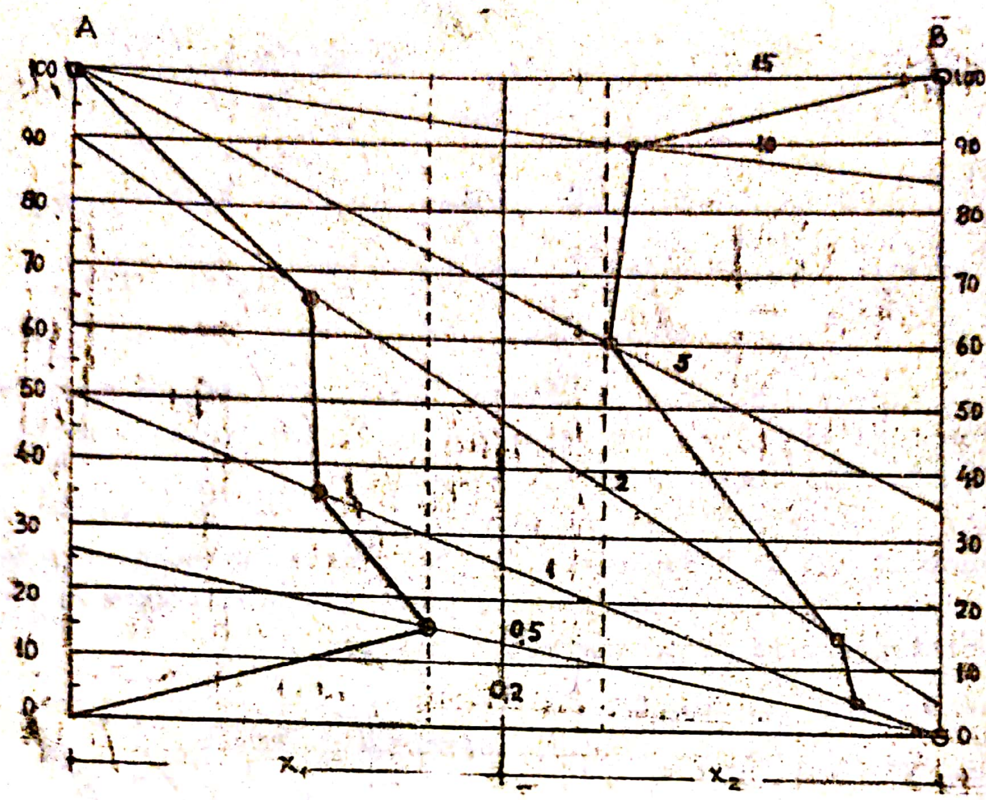


Fig.3.8.Stabilirea proporţiei amestecului.

Se duc linii orizontale în dreptul procentelor corespunzătoare a celor două curbe granulometrice limită pînă să intersectează liniile înclinate.Se fixează aceste puncte,care peurmă se unesc pentru fiecare parte a diagramei construite.

Tabel 3.4.

d_{mm}	A	B	Limitele amestecului 1	Limitele amestecului 2
0,1	-	-	-	-
0,2	6	-	-	-
0,5	26	-	15	-
1,0	50	-	35	5
2,0	90	5	65	15
5,0	100	35	100	60
10,0	-	85	-	90
15,0	-	100	-	100

Dacă între cele două linii frînte există în toate punctele un interval în care aceste linii frînte nu se intersectează amestecul este posibil.Proporţia amestecului se poate citi pe orizontală prin raportul segmentelor respective.Dacă notăm raportul acestor segmente $n=x_1/x_2$ compoziţia granulometrică a rapor-

tului cantităţilor celor două pămînturi folosite pentru amestec se citeşte direct din graficul obţinut.

In cazul analizat pentru uşurinţa execuţiei se ia n=1 ceea ce corespunde unei linii verticale care înjumătăţeşte construcţia grafică. Intersecţia acestei linii cu liniile înclinate ne dă procentele amestecului. Reprezentînd curba corespunzătoare amestecului se obţine curba granulometrică I (fig.3.7.). Se observă că ea se înscrie în limitele respective, (curbele 1 şi 2 fig.3.7.).

Dacă aplicăm criteriul Tsuchida se observă că pentru curba granulometrică I încadrarea este în domeniul unui material uşor antrenat la pămînturi cu coeficient de neuniformitate egal cu 8,2 rezultat din relaţia

$$U_n = \frac{4,5}{0.55} = 8,2$$

Schimbînd proporţia

A/B = 5,4/7,6 respectiv 1/4 situaţia se îmbunătăţeşte numai 38% din granule neînscriindu-se (Curba II)

Rezultă că terenul B uşor îmbunătăţit cu alt pămînt ar putea fi folosit în calitate de filtru invers.

Problema 3.4.

Să se analizeze înlocuirea pernei de argilă nisipoasă din problema 3.2. cu realizarea unor ploturi de balast pentru acelaşi teren de fundare. Caracteristicile pămîntului argilos din amplasament sînt:

$n=46\%$; $w=24\%$; $\gamma=18,1 kN/m^3$; $I_C=0,5$; $\phi=15^\circ$; $c=12 kPa$

Adîncimea de fundare este de 1,5m.

Se urmăreşte ca porozitatea să scadă la 40%, umiditatea rămînînd aceeaşi.

greutatea volumică iniţială este $18,1 kN/m^3$

greutatea volumică finală $\gamma=\gamma_s(1-n)(1+w)=27(1-0,40)(1+0,24)$ $=20 kN/m^3$

gradul de umiditate $S_r = \frac{w\,\gamma_s}{e\,\gamma_w} = \frac{0,24.27}{0,66.10} = 0,97$

Compactarea este posibilă fără a depăşi saturarea materialului prin această compactare evitînd astfel apariţia presiunii apei din pori.

Distanţa ℓ dintre ploturi se calculează cu relaţia:

$$\ell = \sqrt{\frac{2m}{3}}\sqrt{\frac{V}{h_1}\,\frac{\gamma_m}{\gamma_m-\gamma}}$$

Maiul folosit are o lungime de 3m iar secţiunea transversală la capătul superior este de 1,2x1,2 iar la vîrf 0,4x0,4.

Volumul maiului egal cu volumul gropii ştanţate este egal cu:

$$V = \frac{h}{3}\left(B^2 + b^2 + \sqrt{B.b}\right) = \frac{3}{3}\left(1{,}2^2 + 0{,}4^2 + \sqrt{1{,}2.0{,}4}\right) = 2{,}3m^3$$

Materialul granular introdus este de două ori volumul plotului executat prin batere respectiv m=2.

Grosimea stratului îmbunătăţit h_1 pentru pămînturile coezive se determină cu relaţia $h_1 = h + 2D_m$ în care

h=este lungimea maiului

D_m diametrul mediu al maiului

Rezultă $h_1 = \frac{1{,}2+0{,}4}{2} + 3 = 3{,}8m$

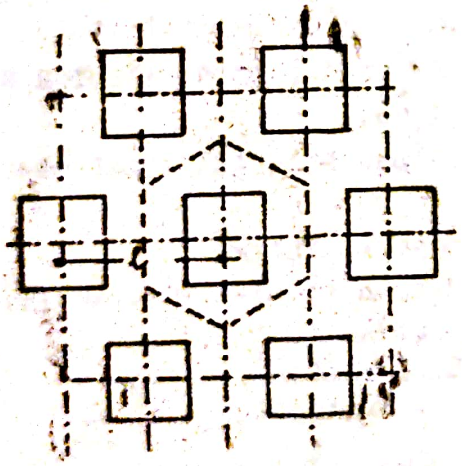
S-a presupus că maiul nu ajunge pînă la terenul bun de fundare.

Distanţa între ploturi va fi:

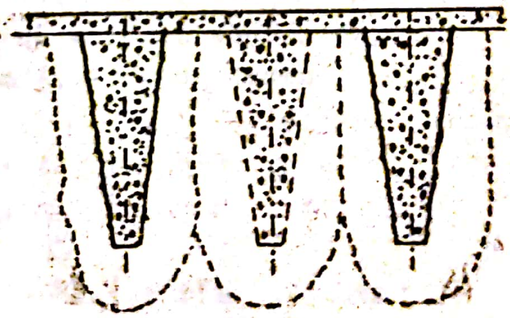
$$l = \sqrt{\frac{2m}{3}}\sqrt{\frac{V}{h_1}\,\frac{\gamma_m}{\gamma_m - \gamma}} = \sqrt{\frac{2{,}2}{3}}\sqrt{\frac{2{,}30}{3{,}80}\,\frac{20}{20-18{,}1}} = 2{,}89m$$

Pentru pămînturi argiloase se recomandă ca distanţa să fie mai mică decît $3D_m$, în cazul nostru 3.0,8=2,40m. S-a adoptat distanţa de 2,40m interax pentru ploturi.

In figura 3.9 a şi b se dă dispoziţia ploturilor în plan orizontal şi vertical.



3.9.a. Dispoziţia în plan



3.9.b. Dispoziţia în secţiune

Fig.3.9.

Problema 3.5.

Un radier avînd dimensiunile 8,80x5,00m^2 transmite o presiune de 2daN/cm^2. In amplasament stratificaţia este alcătuită în

suprafață dintr-un strat vegetal și o umplutură în grosime de 0,50m după care urmează un pămînt loessoid în grosime de 8,0m sensibil la umezire grupa B.

Porozitatea medie a acestui pămînt loessoid este de 48% umiditatea de 12% și limita inferioară de plasticitate 14%.

Pentru reducerea sensibilității la umezire se prevede realizarea unei îmbunătățiri a proprietăților acestui pămînt prin compactare de adîncime folosind coloane de pămînt executate cu ajutorul sonetei percutante tip „Galați"(Instalația G.P.L. 20). Se preconizează ca porozitatea medie finală să fie 43%.

Coloanele de pămînt realizate prin această metodă de îmbunătățire au un diametru de 42cm.

Distanța dintre axele acestor coloane realizate prin dispunerea lor în plan după triunghiuri echilaterale se calculează cu relația:

$$\ell = 0,95 \cdot d \sqrt{\frac{1 - n_m}{n - n_m}} = 0.95 \cdot 0,42 \sqrt{\frac{1-0,43}{0,48-0,43}} = 1,35m$$

d este diametrul coloanei

n_m porozitatea medie finală

n porozitatea medie inițială

S-a adoptat distanța de 1,25m între axele verticale ale coloanelor.

Coloanele se dispun pe mai multe rînduri distanța dintre rînduri fiind

$$d_r = \frac{\ell\sqrt{3}}{2} = 1,17m$$

S-a adoptat distanța de 1,10m

Schema de calcul pentru determinarea distanței dintre coloane se arată în figura 3.10.

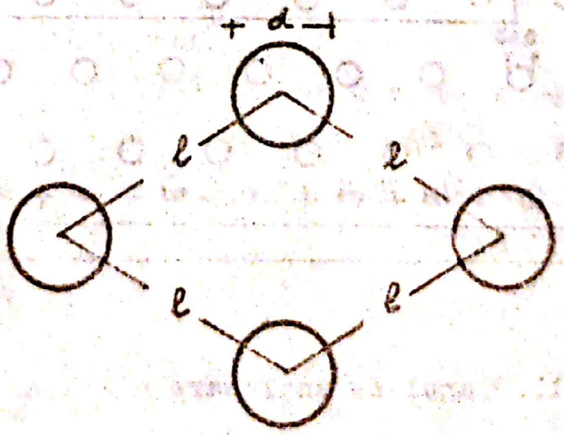


Fig.3.10.Distanța dintre coloane

Dispunerea coloanelor în plan orizontal și vertical este

arătată în figura 3.11.

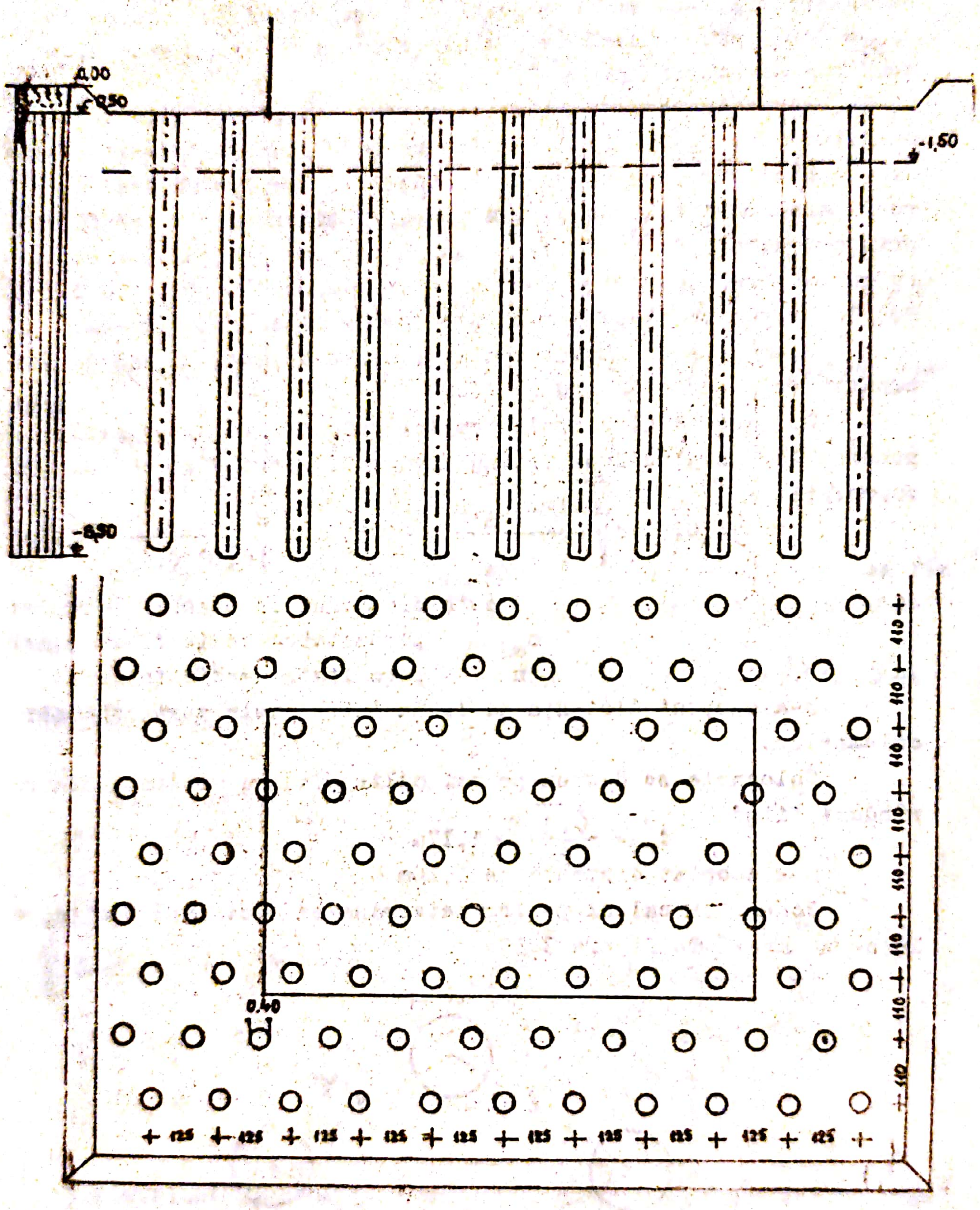


Fig.3.11.Planul de amplasare a coloanelor.

Pentru determinarea dimensiunii zonei de gardă se adoptă condiția ca lățimea ei să nu fie mai mică decît 0,35b, b fiind

lăţimea radierului şi să fie cel puţin egală cu 1,5m. De asemenea lăţimea ei nu va fi mai mică de 1/3 din grosime pachetului sensibil la umezire, măsurată de la nivelul tălpii radierului.

In cazul nostru lăţimea zonei de gardă avînd în vedere şi zona de influenţă a coloanelor din şirurile marginale este de 2,40m, respectîndu-se astfel toate condiţiile arătate.

$$2,40 > 1,50 \quad ; \quad 2,40 > 1,75 \quad ; \quad 2,40 \cong 8,0/3 = 2,66$$

Cantitatea de pămînt exprimată în greutate necesară pentru umplerea găurii pe metru din lungimea ei se adoptă de cca. 0,06m^3. Umiditatea optimă de compactare w_{opt} s-a luat de 16%.

Cantitatea de pămînt pe m de coloană se calculează cu relaţia: $q = K.A.\rho_{dc}(1 + w/100)$ în care

K este un coeficient care se ia pentru loessuri argiloase egal cu 1,1

ρ_{dc} densitatea pămîntului compactat

$$\rho_{dc} = \rho_s(1-n)(1+w) = 26,8(1-0,43)(1+0,16) = 17,7kN/m^3$$

A secţiunea coloanei $A = \dfrac{\pi d_c^2}{4} = 0,139m^2$

$$q = 1,1.0,139.17,7(1+16/100) = 3,13kN$$

Deoarece la realizarea coloanelor se produce în suprafaţă o refulare a terenului natural, după ce s-a efectuat decaparea stratului vegetal şi de umplutură pe o adîncime de 0,50m se efectuează o compactare de suprafaţă cu maiul greu. Adîncimea pe care se obţine această compactare trebuie să fie egală cu 3d respectiv de 1,26m grosime, grosime care este realizabilă prin compactarea cu maiul greu.

Problema 3.6.

Este necesar să se execute o umplutură de pămînt în grosime de 7,50m pe un strat de argilă moale compresibilă saturată cu apă în grosime de 7,6m. După consumarea procesului de consolidare tensiunea efectivă medie în această argilă va creşte de la 86kPa la 204kPa.

Argila compresibilă se caracterizează prin coeficienţi de consolidare egali pe verticală şi orizontală avînd valoarea de 0,0699mm^2/s. Coeficientul de compresibilitate de volum a acestei argile pentru intervalul de presiuni menţionat este de 0,00023 m^2/kN. Argila are o limită de curgere w_L de 60% şi o limită de plasticitate egală cu 20%. Durata de construcţie a acestei umplu-

Scanned with OKEN Scanner

...i este de 4 luni, iar tasarea maximă admisă care să mai aibă loc după această dată este de 25mm la intervalul de timp de un an de la începerea realizării ei.

Deoarece timpul de consolidare a acestei umpluturi va fi foarte îndelungat trebuie găsită o soluţie pentru accelerarea lui. In cazul în care consolidarea are loc numai după o singură direcţie timpul de consolidare ar rezulta pe baza următorului calcul pentru un procent de consolidare egal cu 90%.

Gradul de consolidare U_v pe vertivală pe o singură direcţie este egal cu:

$$U_v = f_1(T_v)$$ în care

T_v este factorul timp al consolidării egal cu:

$$T_v = \frac{c_v . t}{d^2}$$ în care

c_v este coeficientul de consolidare în direcţie verticală

d lungimea traseului de filtraţie verticală care se ia, avîndu-se în vedere filtraţia pe o singură direcţie.

In cazul concret analizat valoarea factorului timp al consolidării este:

$$T_v = \frac{0,0699 mm^2/s \ . \ t}{(7600)^2} \quad \text{şi} \quad U_v = 90\% = \frac{0,0699 . t}{(7600)^2}$$

$$\text{de unde } t = \frac{(7600)^2 . 0,9}{0,0699} = 743,69 . 10^6 s = \frac{743,69 . 10^6}{365 . 24 . 60^2} = 23,56 \text{ ani}$$

Pentru accelerarea procesului de consolidare se prevede executarea unor coloane de balast avînd diametrul de 380mm, aşezate la o distanţă de 2,15m într-un caroiaj de formă patrată. O altă soluţie ar fi aşezarea lor într-un reţea de triunghiuri echilaterale. (fig. 3.12. şi 3.13.)

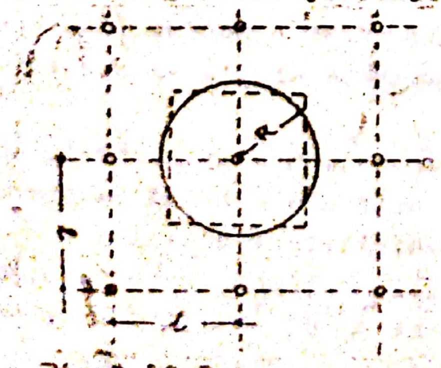


Fig. 3.12. Reţea patrată

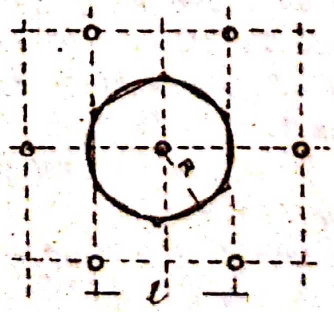


Fig. 3.13. Reţea triunghiulară

Raza efectivă în care are loc drenarea pe orizontală se poate calcula din relația

$$\pi R^2 = \ell^2 \quad \text{de unde} \quad R = \frac{\ell}{\sqrt{\pi}} = 0{,}564\ell$$

In cazul nostru R = 2.15.0,564 = 1,21m

Raportul $n = \frac{R}{r} = \frac{1{,}21}{0{,}19} = 6{,}38$ s-a luat 6,4

Pentru filtrația radială, factorul timp al consolidării va fi egal cu:

$$T_R = \frac{c_h \cdot t}{4R^2} = \frac{0{,}0699.305.24.60^2}{4.(121)^2} = 0{,}315 \text{ respectiv}$$

$U_R = 93\%$

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{0{,}699.305.24.60^2}{(7600)^2} = 0{,}0319 \text{ respectiv}$$

$U_v = 20\%$

Gradul de consolidare total avînd în vedere efectul atît a filtrației verticale cît și a celei radiale va fi:

$$100-U = \frac{1}{100}(100-U_v)(100-U_R) = 100-(100-93)(100-20) = 94{,}4\%$$

In paralel cu accelerarea procesului de consolidare se va obține și o îndesare a acestei argile care are porozitatea inițială egală cu 45%.

La distanța de 2,15m între coloanele de balast avînd diametrul de 380mm se va obține o porozitate medie finală de:

$$\ell = 0{,}95.d\sqrt{\frac{1-n_m}{n-n_m}} = 0{,}95.0{,}38\sqrt{\frac{1-n_m}{0{,}45-n_m}} = 2{,}15$$

$$n_m = 43\%$$

Umiditatea argilei înainte de îmbunătățirea terenului a fost:

$$S_r = \frac{w.\gamma_s}{e.\gamma_w} = 1 = \frac{w.27{,}0}{0{,}82.10} = 0{,}30 \text{ respectiv } 30\%$$

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0{,}45}{1-0{,}55} = 0{,}82$$

Prin îndesarea argilei și eliminarea apei prin coloanele de balast umiditatea se va reduce argila rămânînd saturată.

$$S_r = \frac{w.\gamma_s}{e.\gamma_w} = 1 = \frac{w.27{,}0}{0{,}75.10} = 0{,}28 \text{ respectiv } 28\%$$

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0{,}43}{1-0{,}57} = 0{,}75$$

Indicele de consistență înainte de îmbunătățire a fost:

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{60-30}{60-20} = 0{,}75$$

După îmbunătățire indicele de consistență

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{60 - 28}{60 - 20} = 0,80$$

Tasarea finală a acestui pămînt argilos este de:

$$S_f = (204 - 86).0,00023.7,6 = 0,206m = 20,6cm$$

Gradul de consolidare asigură o tasare de:

$$S_t = S_f.U = 20,6.0,944 = 19,45cm$$

Rămîne ca în timp să se mai producă o tasare de:

$$\Delta S = 20,6 - 19,45 = 1,15cm$$

Tabel 3.5.

Gradul de consolidare pentru filtrație verticală

T_v	U	T_v	U	T_v	U	T_v	U
0,0010	0,03751	0,0100	0,11284	0,1000	0,35682	1,0000	0,93126
0,0015	0,04458	0,0150	0,13820	0,1500	0,43695	1,5000	0,97998
0,0020	0,05090	0,0200	0,15958	0,2000	0,50409	2,0000	0,99417
0,0025	0,05665	0,0250	0,17841	0,2500	0,56223	2,5000	0,99830
0,0030	0,06193	0,0300	0,19544	0,3000	0,61324	3,0000	0,99951
0,0035	0,06682	0,0350	0,21110	0,3500	0,65819	3,5000	0,99986
0,0040	0,07140	0,0400	0,22568	0,4000	0,69788	4,0000	0,99996
0,0045	0,07571	0,0450	0,23937	0,4500	0,73295	4,5000	0,9999
0,0050	0,07980	0,0500	0,25231	0,5000	0,76395	5,0000	1,00000
0,0055	0,08369	0,0550	0,26463	0,5500	0,79135	5,5000	1,00000
0,0060	0,08741	0,0600	0,27460	0,6000	0,81556	6,0000	1,00000
0,0065	0,09097	0,0650	0,28768	0,6500	0,83697	6,5000	1,00000
0,0070	0,09441	0,0700	0,29854	0,7000	0,85589	7,0000	1,00000
0,0075	0,09772	0,0750	0,30902	0,7500	0,87262	7,5000	1,00000
0,0080	0,10093	0,0800	0,31315	0,8000	0,88740	8,0000	1,00000
0,0085	0,10403	0,0850	0,32898	0,8500	0,90047	8,5000	1,00000
0,0090	0,10705	0,0900	0,33851	0,9000	0,91202	9,0000	1,00000
0,0095	0,10998	0,0950	0,34779	0,9500	0,92223	9,5000	1,00000

Gradul de con… …are pentru filtrație radială

Tabel 3.6.

U_{cr}	Facto…				…imp T_r						
	5	10	15	2	25	30	40	50	60	80	100
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	,019	0,020	0,021	0,023	0,025
10	0,012	0,021	0,026	0,0	,032	0,035	0,039	0,042	0,044	0,048	0,051
15	0,019	0,032	0,040	0,046	,050	0,	0,060	0,064	0,068	0,074	0,079
20	0,026	0,044	0,055	0,06	,069	0,	0,082	0,088	0,092	0,101	0,107
25	0,034	0,057	0,071	0,081	,089	0,09	0,106	0,114	0,120	0,131	0,139
30	0,042	0,070	0,088	0,10	0,110	0,11	0,131	0,141	0,149	0,162	0,172
35	0,050	0,085	0,106	0,12	0,133	0,14	0,158	0,170	0,180	0,196	0,260
40	0,060	0,101	0,125	14	,158	0,170	0,188	0,202	0,214	0,232	0,246
45	0,070	0,118	0,147	16	0,18	0,198	,220	0,236	0,250	0,291	0,291
50	0,081	0,137	0,170	1	,21	0,230	,255	0,274	0,290	0,315	0,334
55	0,094	0,157	0,197	2:	,24	0,265	0,294	0,316	0,334	0,363	0,385
60	0,107	0,180	0,226	25	,283	0,304	0,337	0,362	0,383	0,416	0,441
65	0,123	0,207	0,25	29	,325	0,348	0,386	0,415	0,439	0,477	0,506
70	0,137	0,231	0,28	0,330	,362	0,389	0,431	0,463	0,490	0,532	0,564
75	0,162	0,273	0,342	,391	,429	0,460	0,510	0,548	0,579	0,629	0,668
80	0,188	0,317	0,397	453	0,498	0,534	0,592	0,636	0,673	0,730	0,775
85	0,222	0,373	0,467	,534	0,587	0,629	0,697	0,750	0,793	0,861	0,914
90	0,270	0,455	0,567	,649	0,7	0,764	0,847	0,911	0,963	,946	1,110
95	0,351	0,590	0,731	0,844	0,	0,994	1,102	1,185	1,2	1,360	1,444
99	0,539	0,907	1,135	1,29	1,42	1,528	1,693	1,8	1,9	[illegible]	2,2
100											

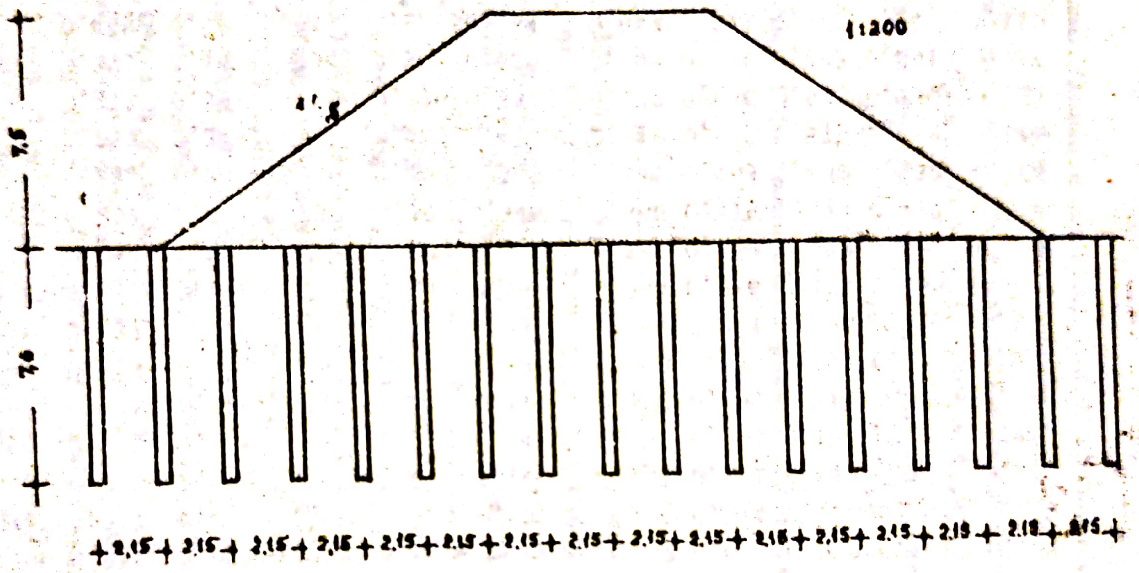


Fig.3.13.Accelerarea consolidării terenului de fundare cu piloţi de balást

Capitolul 4

Calculul structurilor pe pămînturi puternic neuniform compresibile, ţinînd seama de conlucrarea dintre structură şi fundaţie pe un mediu deformabil.

Problema 4.1.

Să se stabilească parametrii interacţiunii dintre două particule de nisip de formă sferică cu razele R_1=1mm şi R_2=2mm supuse unei acţiuni P=lo daN considerîndu-le perfect elastice conform teoriei Hertz. Se dau: $E_1=E_2=$ 1oooo daN/cm^2 $\nu_1=\nu_2=$ o,45.

Rezolvare:

După Hertz(pag123): $q(r)=p_o(1-\frac{r^2}{\xi^2})^{\frac{1}{2}}$ unde $q(r)$ =variaţia presiunii de contact

$p_o=\frac{3P}{2\pi\xi^2}$ $\xi=\left[\frac{3p(K_1+K_2)R_1.R_2}{4(R_1+R_2)}\right]^{\frac{1}{3}}$ unde 2ξ =distanţa pe care se repartizează $q(r)$

$K_1=\frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1}$ $K_2=\frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2}$

Inlocuind rezultă $K_1=K_2=\frac{1-o,45^2}{\pi.1oooo}=$ o,254.1o^{-4} ,

$$\xi=\left[\frac{3\pi.1o.2.o,254.1o^{-4}.o,1.o,2}{4.(o,1+o,2)}\right]^{1/3}=\left(\frac{957.1o^{-7}}{1,2}\right)^{1/3}=$$

$$=(79,7.1o^{-6})^{1/3}=4,3.1o^{-2}\text{ cm}$$

$$p_o=\frac{3.1o}{2\pi.(4,3.1o^{-2})^2}=o,258.1o^4=258o\text{ daN/cm}^2$$

r=o q(o)=258o daN/cm^2 undeq(o)este presiunea maximă de contact

$r=\frac{\xi}{2}$=2,15.1o^{-2} $q(\frac{\xi}{2})=258o\left[1-\frac{1}{4}\right]^{1/2}=258o.\frac{3}{4}=129o\sqrt{3}=2232$daN/cm^2

$r=\xi$ $q(\xi)=o$ -

Distanţa dintre centrele sferelor se calculează cu relaţia

$$\alpha=\left[\frac{9\pi^2P^2(K_1+K_2)^2(R_1+R_2)}{16\,R_1R_2}\right]^{1/3}\quad\text{înlocuind}$$

$$=\left[\frac{9\pi^2(1o^2).4(o,254.1o^{-4})^2.(o,1+o,2)}{16.o,1.o,2}\right]^{1/3}$$

$$=21,468.1o^{-2}=o,21\text{ cm}$$

4.2. Să se stabilească variaţia eforturilor σ_z în planul de contact şi deplasarea verticală, pentru un corp circular rigid încărcat centric cu o forţă P=100kN având diametrul de 1m în ipoteza Boussinesq. Se dau E_s=10000 daN/cm^2 şi ν_s=0,45.

Rezolvare:

Din "Fundaţii în condiţii speciale" de T.Silion ş.a. pag. 123

$$\sigma_{zz}(r,0) = \frac{P}{2\pi a_0 (a_0^2 - r^2)^{1/2}} \quad \text{pentru } 0 < r \le a_0$$

Inlocuind

$$\sigma_{zz}(r,0) = \frac{10000\,daN}{2\pi\left(\frac{100}{2}\right)\left[\left(\frac{100}{2}\right)^2 - r^2\right]^{1/2}} = \frac{31,85}{\sqrt{50^2 - r^2}}$$

pentru r=0 rezultă $\sigma_{zz}(0,0) = \frac{31,85}{\sqrt{50^2 - 0}} = \frac{31,85}{50} = 0,64$ daN/cm^2

pentru r=0,25m $\quad \sigma_{zz} = \frac{31,85}{\sqrt{50^2 - 25^2}} = \frac{31,85}{43,30} = 0,74$ daN/cm^2

pentru r=0,40m $\quad \sigma_{zz} = \frac{31,85}{\sqrt{50^2 - 40^2}} = \frac{31,85}{30} = 1,06$ daN/cm^2

pentru r=0,48m $\quad \sigma_{zz} = \frac{31,85}{\sqrt{50^2 - 48^2}} = \frac{31,85}{14} = 2,28$ daN/cm^2

pentru r=0,50m $\quad \sigma_{zz} = \infty$

Considerând o distribuţie uniformă în planul de contact rezultă

$$\sigma_{zz}^{u} = \frac{P}{\pi \frac{d^2}{4}} = \frac{10000}{\pi \cdot \frac{100^2}{4}} = 1,27 \text{ daN/cm}^2$$

Componenta pe verticală a deplasării este

$$w = \frac{P(1-\nu_s^2)}{2 a_0 E_s} \quad \text{pentru } 0 < r \le a_0$$

Inlocuind $\quad w = \frac{10000(1-0,45^2)}{2\cdot\frac{100}{2}\cdot 10000} = 0,008$ cm

4.3. Să se calculeze diferenţa de tasare dintre fundaţiile izolate rigide bloc şi cuzinet de secţiune pătrată ale unui cadru cu 2 deschideri a 6 m. Fundaţiile sînt aşezate pe o argilă plastic vîrtoasă cu E=200 daN/cm^2 şi ν=0,48. Se dau: p_{net}=2daN/cm^2 $b_{central}$=3m $\quad b_{marginal}$ = 1,8 m.

Rezolvare:

Tasarea fundației centrale este:

$$S_c = \frac{pb\omega(1-\nu^2)}{E} = \frac{2.300.1,12(1-0,48^2)}{200} = 2,6 \text{ cm}$$

unde

$$\omega = \frac{1}{\pi}\left[\sqrt{\alpha}\,\ln\frac{\sqrt{\alpha+\frac{1}{\alpha}}+\sqrt{\frac{1}{\alpha}}}{\sqrt{\alpha+\frac{1}{\alpha}}-\sqrt{\frac{1}{\alpha}}}+\sqrt{\frac{1}{\alpha}}\,\ln\frac{\sqrt{\alpha+\frac{1}{\alpha}}+\sqrt{\alpha}}{\sqrt{\alpha+\frac{1}{\alpha}}-\sqrt{\alpha}}\right] = 1,12$$

iar $\alpha = \frac{l}{b}$ pentru fundații pătrate $\alpha = 1$

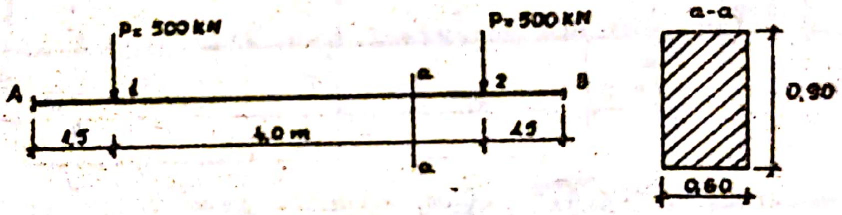
Tasarea fundației marginale este:

$$S_m = \frac{2.180.1,12(1-0,48^2)}{20} = 1,8 \text{ cm}$$

Diferența de tasare

$S_c - S_m = 2,6 - 1,8 = 0,8$ cm.

4.4. Să se calculeze lungimea elastică pentru [illegible] rin dă de fundații din fig.4.2. în ipoteza Winkler



ig.4.2. -Grindă de fundație

Rezolvare:

$$\sigma = \frac{\sum P}{B.L} = \frac{2.50000}{60.700} = 2,38 \text{ daN/cm}^2$$

In ipoteza Winkler considerăm grinda din beton cu

$E = 2,1.10^5$ daN/cm^2 și $K = 10$ daN/cm^3

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} = \sqrt[4]{\frac{4.2,1.10^5.\frac{90^3.60}{12}}{60.10}} = 267 \text{ cm.}$$

4.5. Să se calculeze radierul din fig.4.3. prin metoda convențională considerîndu-l perfect rigid. Dimensiunile geometrice și încărcările sînt cele din fig.4.3.

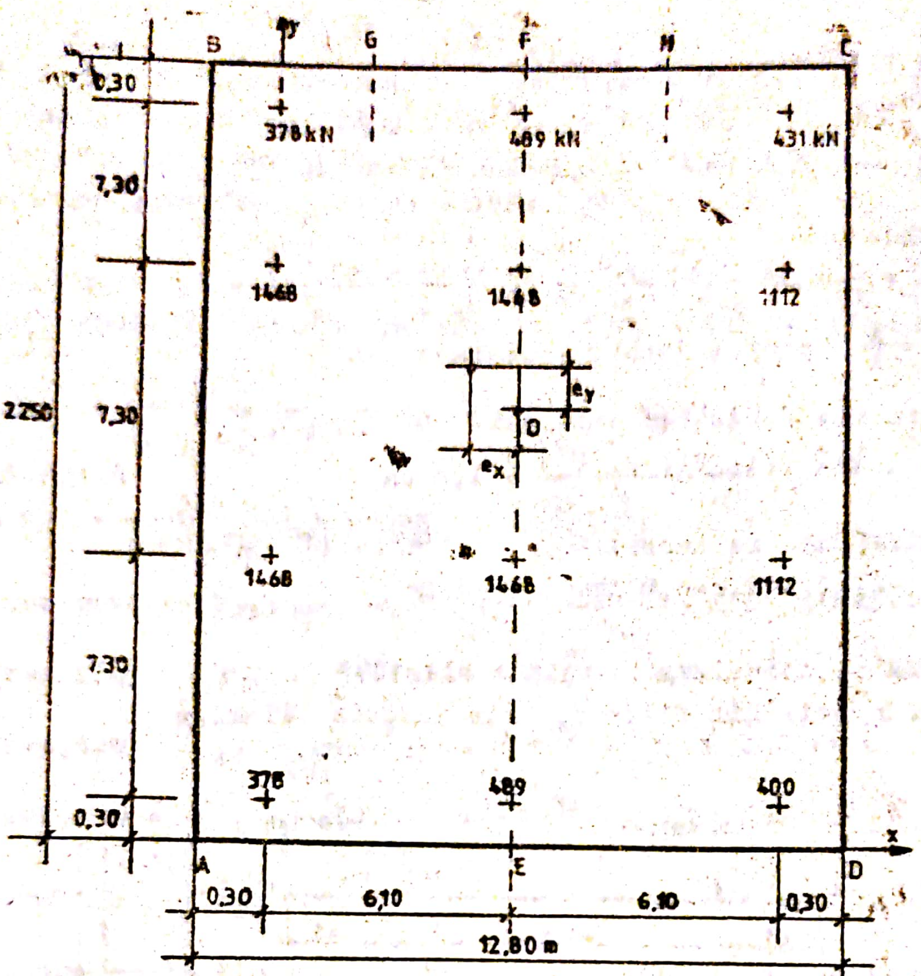


Fig.4.3. Dimensiunile geometrice şi încărcările transmise de stîlpi pe radier.

R= rezultanta

R= 2.378+4x1468+2x489+400+431+2.1112= 10661 KN

$$I_x = \frac{12,80 \cdot 22,50^3}{12} = 12.150\ m^4$$

$$I_y = \frac{22,50 \cdot 12,80^3}{12} = 3932,16\ m^4$$

Dimensiunile stîlpilor 38x38 cm^2

Presiunea admisibilă q_a=0,52 daN/cm^2

Rezistența la compresiune a betonului după 28 zile este:
f_c=205,85 daN/cm^2

Rezistența la întindere a oțelului este: f_y=3447,50 daN/cm^2

Se determină apoi poziția rezultantei pe radier, respectiv e_x și e_y.

Scriind momentul față de axul x-x se obține:

1o661 $\bar{x}$= 2.1468.6,1o+2.489.6,1o+2.1112.12,2o+(4oo+431).12,2o

$\bar{x} = \frac{61146,4}{10661} = 5,74$ m de unde rezultă $e_x=6,10-5,74=0,36$m.

Scriind momentul faţă de axul y-y se obţine:

1o661 $\bar{y}$=(378+489+431).21,9o+(2.1468+1112).14,6o+(2.1468+1112).7,3o

$\bar{y} = \frac{117077,4}{10661} = 10,98$ m de unde rezultă $e_y=10,95-10,98=0,03$m.

$M_y=R.e_x=10661.0,36=3837,96$ KNm

$M_x=R.e_y=10661.0,03=319,83$ KNm

Presiunile reactive se calculează cu relaţia:

$$q= \frac{R}{A} \pm \frac{M_y}{I_y}.x+ \frac{M_x}{I_x}.y$$ sau

$$q= \frac{10661}{22,50.12,80} \pm \frac{319,83}{12150}.x + \frac{3837,96}{3932,16}.y$$ sau

$$q = 37,017 \pm 0,026.x \pm 0,976\ y.$$

Presiunile în punctele caracteristice ale radierului se prezintă în tabelul 4.5.1

Tabel 4.5.1

Punct	$\frac{R}{A}$	x	y	q kN/m²
A	37,02	-6,40	-11,45	48,03
B	37,02	-6,40	+11,45	48,37
C	37,02	6,40	11,45	26,01
D	37,02	6,40	-11,45	25,67
E	37,02	0	-11,45	25,84
F	37,02	0	11,45	25,84
G	37,02	-3,05	11,45	48,28
H	37,02	3,05	11,45	25,92

Determinăm grosimea radierului după ACI-318 (SUA).
Forfecarea maximă apare la stîlpi încărcaţi cu 1468 KN cu posibilitatea de forfecare pe 4 laturi.

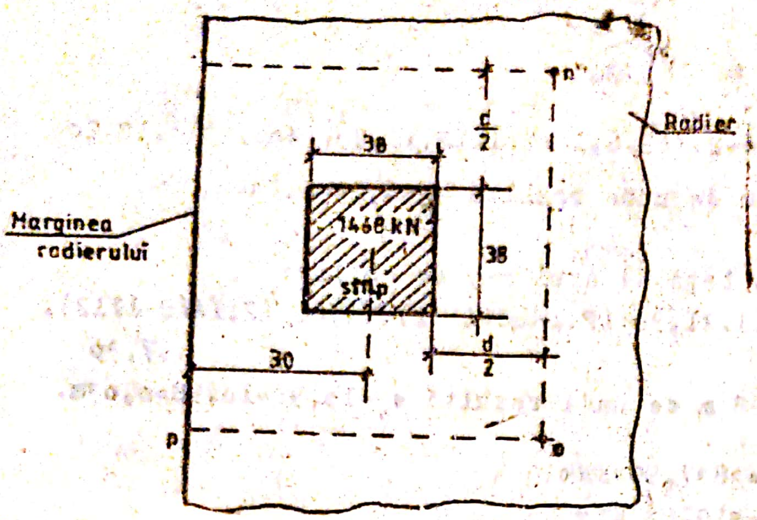


Fig.4.4.
Determinarea
grosimii radierului

Perimetrul $=(30+19+\frac{d}{2}).2+38+d=136+2d=1,36+2d$

Rezistența la forfecare a betonului care are

$R'_c=206,85$ daN/cm^2 este $=13,81$ daN/cm^2

Neglijînd presiunea reactivă a terenului se poate scrie:

$d(136+2d).13,81=1,5x146800$

$27,62\ d^2+1878,16\ d-234886=o$

$d^2+68d-8504=o$

Se obține d=64 cm

Se calculează momentele încovoietoare în cîteva fîșii ale radierului. Se împarte radierul în 3 fîșii grindă în direcția sus-jos obținîndu-se valorile presiunilor medii,

Fîșia AB cu lățimea B'=3,35m $q_m=\frac{48,03+48,28+48,37+36,80}{4}$

$q_m=45,35$ KN/m^2

Fîșia EF cu lățimea B'=6,10m $q_m=\frac{48,28+25,92+36,80+25,71}{4}$

$q_m=34,17$ KN/m^2

Fîșia CD cu lățimea B'=3,35m $q_m=\frac{26,01+25,67+25,92+25,71}{4}$

$q_m=25,83$ KN/m^2

Scriem condiția de echilibru static $\Sigma V=o$. Rezultanta presiunilor reactive pe toate fîșiile egală cu suma încărcărilor transmise de stîlpi.

Reacțiunea teren fîșia AB=3,35x22,50x45,35=3418KN; P_1=2692KN

EF=6,10x22,50x34,17=4690KN; P_1=3914KN

CD=3,35x22,50x25,83=1947KN; P_1=2055KN

TOTAL 10055 10661

Momentul încovoietor pe o fâșie poate fi calculat aproximativ ca fiind $\frac{qL^2}{10}$ ceea ce înseamnă o valoare intermediară între o fâșie simplu rezemată la capete $\frac{qL^2}{8}$ și una dublu încastrată $\frac{ql^2}{12}$.

Pentru 1 m din fâșia AB rezultă:

$$M=\frac{3{,}35\cdot 7{,}30^2}{10}=17{,}852\ KNm/m$$

Pentru a asigura îndeplinirea condițiilor de echilibru pe fiecare fâșie se calculează valoarea medie între sarcina verticală provenită din presiunea reactivă și suma sarcinilor verticale transmise de stâlpi pe fâșie.

Pe fâșia AB încărcarea medie= $\frac{3418+3692}{2}=3555$ KN

Pentru această fâșie presiunea medie $q=45{,}35\cdot\frac{3555}{3418}=47{,}17$ KN

Factorul de reducere a încărcării stâlpilor este

$$R_c=\frac{3555}{3692}=0{,}963$$

Diagrama de încărcare a fâșiei AB, diagrama de forțe tăietoare și momente încovoietoare se prezintă în fig.4.5.

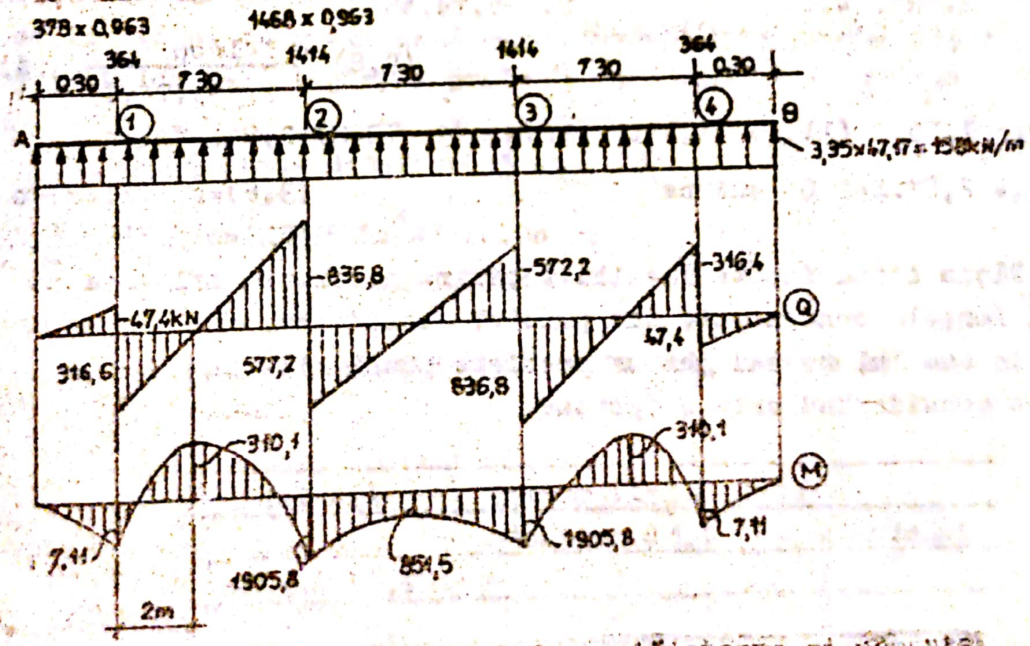


Fig.4.5. -Diagrame de presiuni, forțe tăietoare și momente

Calculul forțelor tăietoare:

In punctul 1 stânga Q= 158.0,30= 47,4 KN

1 dreapta Q=-364+47,4=-316,6 KN

$d = 10,91 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm}$

$$b = \frac{4EI}{K_s D} = \frac{4.2,1.10^{?}.335.11^3}{12.3.335} = 310,57.10^5 = 10^8.0,31057 = \\ = 10^2.0,7465$$

$b = 74,65$ cm

Polosim metoda forțelor fictive:

$$X_1 = \frac{P_1}{0,2079} \qquad X_2 = -\frac{P_A}{0,3224}$$

$$X_2 = \frac{-364.0,6174}{0,3224} = -697 \text{ KN}$$

$$X_1 = \frac{364.0,3564}{0,2079} = 624, \text{ KN}$$

$$q_A = \frac{62400}{2.335.74,65}.0,2079 - \frac{69700}{2.335.74,65}.0,6448 + \frac{36400}{2.335.74,65}. \\ .0,8784 = 0,03 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_1 = \frac{62400}{2.335.74,65}.0,0667 - \frac{69700}{2.335.74,65}.0,3699 + \frac{36400}{2.335.74,65}. \\ .1 = 0,27 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{62400}{2.335.74,65}(11,8) \frac{-69700}{2.335.74,65}(11) + \frac{36400}{2.335.74,65} \\ (9,8) + \frac{141400}{2.335.74,65}(0)$$

$q_2 = 1,25.\ (11,8) - 1,39.\ (11) + 0,73\ (9,8) + 2,83.\ (0);$

$q_2 = 2,83.1 = 2,83$ daN/cm² $(9,8) = 0 \quad (11,8) = 0$

$(11) = 0$

Fișia fiind foarte flexibilă pentru presiune influențează numai forțele concentrate din punctul considerat.

In tabelul de mai jos se prezintă presiunile în cîteva puncte considerînd cele 2 ipoteze

	Fișie rigidă	Winkler
Punctul A	1,58 daN/cm²	0
" 1	"	0,27 daN/cm²
" 2	"	2,83 daN/cm²
Mijloc 1-2	"	0

$$q_{1-2} = \frac{2.141400}{2.335.74,65}(4,9) = 5,65.(-0,0059) \quad 0$$

2 stînga $Q=158.7,60-364=836,8$

2 dreapta $Q=1414+836,8=-577,2$

Calculul momentelor încovoietoare

In punctul 1 $M=\dfrac{158\times 0,30^2}{2}=7,11$ KNm

In punctul 2 $M=\dfrac{158\times 7,60^2}{2}-364.7,30=1905,8$ KNm

In cîmpul 2-3 $M=\dfrac{158.11,25^2}{2}-364.10,95-1414.3,65=851,5$ KNm

Momentul maxim în cîmpul 1-2 se determină din ecuaţia:

$158X-364=0$

unde X este distanţa din A pînă unde M este maxim:

Rezultă $X=\dfrac{364}{158}=2,30$ m

$M_{max}=\dfrac{158.2,30^2}{2}-364(2,30-0,30)=-310,1$ KNm

Se procedează în acest mod şi pentru fîşiile EF şi CD şi se stabileşte cantitatea de armătură.

In etapa următoare se consideră 4 fîşii pe cealaltă direcţie cu lăţimile 3,95m, 7,30m, 7,30m şi 3,95m. Presiunile sînt distribuite liniar pe toate fîşiile pentru că încărcările pe fîşii de la stîlpi cu rezultantă căci nu cade în mijlocul fîşiei.

Se verifică dacă fîşia AB poate fi considerată rigidă cu relaţia

$$=\frac{K_s.B}{4EI} \quad \text{unde } B=3,35m=335 \text{ cm.}$$

$$I=\frac{3,35.0,64^3}{12}=0,0731818m^4=7318180 \text{ cm}^4$$

$K_s=3$ daN/cm^3 $\qquad E=210.000$ daN/m^2

$$=\frac{3.335}{4.2,1.10^5.7318180}=1,63.10^{-12}=10^{-3}.1,13cm=0,00113cm$$

$$\frac{1,75}{} = 1548,6 \text{ cm} \quad 15,5 \text{ m}$$

Dacă distanţa dintre stîlpi este mai mică decît $\frac{1,75}{}$ se poate considera radierul rigid. In cazul de faţă 7,30 15,5 m.

Calculăm cît de groasă trebuie să fie fîşia AB pentru a nu fi rigidă în scopul folosirii ipotezei Winkler.

$$7,30 \quad \frac{1,75}{} \qquad \text{de unde} \quad \frac{1,75}{7,30}$$

$$\frac{K_s.B}{4EI} \quad \frac{1,75}{7,30} \qquad \frac{3.335}{4.2,1.10^5.\frac{335.d^3}{12}} \quad \frac{1,75^4}{7,30^4}$$

Momentele încovoietoare sînt:

$$M_A = \frac{62400.74,65}{4}\ (\ \ ) - \frac{69700.74,65}{4}\ (\ \ ) + \frac{36400.74,65}{4}\ (o,4)!$$

$= 1164540.(-o,2079) - 13007.762(o) + 679315.o,3564 =$
$= -242107+242107= 0$

$$M_1 = \frac{62400.74,65}{4}\ (2) - \frac{69700.74,65}{4}\ (1,2) + \frac{36400.74,65}{4}\ (o)$$

$= -208918+223213+679315 = 693610$ daNcm 69 KNm

$$M_2 = \frac{141400.74,65}{4}\ .\ (o) = 2638877,5 \text{ daN/cm} \quad 263 \text{ KNm}$$

Se observă că distribuţia momentelor în cele două ipoteze este foarte diferită.

Problema 4.6.

Se cere verificarea stabilităţii unui coş de fum de 122m înălţime de la nivelul terenului fundat la -8,50m sub nivelul superior al acestuia.(Fig.4.6.a.).La nivelul tălpii fundaţiei realizată sub forma unui radier general circular terenul este solicitat de o forţă axială N= 98150 kN şi un moment M=80320 kNm Diametrul radierului este de 20m şi înălţimea la care se aplică rezultanta forţelor orizontale este de 60m faţă de talpa radierului rului.Coeficientul de pat pentru terenul de fundare are valoarea de 3 daN/cm^3.

Momentul de inerţie a suprafeţei tălpii fundaţiei este egal cu

$$I_f = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14.20^4}{64} = 7854 \text{ m}^4$$

Suprafaţa tălpii fundaţiei este egală cu

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi\ 20^2}{4} = 314 \text{ m}^2$$

Valoarea momentului final ţinînd seama de deformabilitatea terenului este

$$M_f = \frac{1}{1 - \frac{G.h}{I_f.K}} M_o = \frac{1}{1-\frac{98150.60}{7854.30000}} 80320 = 83380 \text{ kNm}$$

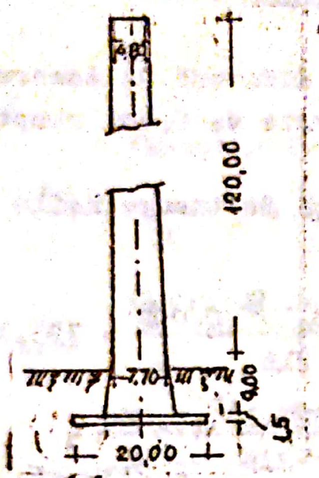


Fig. 4.6.

Valorile finale ale presiunilor pe teren sînt egale cu

$$p_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{98150}{419} \pm \frac{83380}{785}$$

$p_1 = 419$ kPa

$p_2 = 207$ kPa

Se observă că în aceste condiții de teren momentaul care se aplică la nivelul tălpii fundației sporește cu 3060 kNm respectiv cu 3,8%.

Problema 4.7.

Grinda continuă de la problema 4.3. are secțiunea transversală din Fig. 4.7 și este realizată din beton armat B-250 și oțel beton Pc-52. Modulul de elasticitate al betonului este de 270000 daN/cm^2. Incărcarea grinzii este de 310 kN/m.

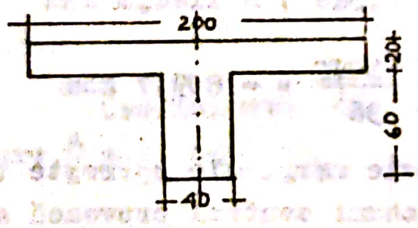


Fig. 4.7.

Momentul de inerție a secțiunii grinzii este

$$I = \gamma \frac{bh^3}{12} = 1,906 \frac{0,4 . 0,8^3}{12} =$$

$$= 0,0325 \text{ m}^4$$

Valoarea coeficientului γ se ia din STAS 10107/1-77 funcție de rapoartele $h_p/h = 0,25$ și $b_p/b = 5$

Rezultă valoarea momentului de inerție a secțiunii 0,0325m^4

Modulul de elasticitate E = 270000 daN/cm^2 = 2,7.10^7 kN/m^2

Produsul E.I este egal cu 8,78.10^5 kN/m^2

Reacțiunile și solicitările în grindă fără a lua în considerare tasările diferențiate ale fundațiilor au valorile

$$V_e = \frac{3}{8} \text{ p.l} = \frac{3}{8} 310.6 = 697,5 \text{ kN}$$

$$V_m = \frac{10}{8} \text{ p.l} = \frac{10}{8} 310.6 = 2325 \text{ kN}$$

Momentele vor fi

$$M_e = \frac{9pl^2}{128} = \frac{9.310.36}{128} = 784,7 \text{ kNm}$$

$$M_r = -\frac{pl^2}{8} + \frac{310.36}{8} = -1395 \text{ kNm}$$

Conform calculului din problema 4.3. diferenă de tasare în între stîlpul marginal şi stîlpul central este de 0,8cm respectiv 0,008m.

Luînd în considerare această diferenţă de tasare noile solicitări vor fi

$$V_e = \frac{3pl}{8} + \frac{3EI\Delta s}{l^3} = \frac{3.310.6}{8} + \frac{3.8.78.10^5.0,008}{216} = 795,1 \text{kN}$$

$$V_m = \frac{5pl}{4} - \frac{6EI\Delta s}{l^3} = 5\frac{5}{4}\,310.6 - \frac{6.8.78.10^5.0,008}{216} = 2130 \text{ kN.}$$

$$M_e = \left(\frac{3pl}{16} + \frac{3EI\Delta s}{l^3}\right)\left(\frac{3l}{8} + \frac{3EI\Delta s}{pl^3}\right)$$

$$M_e = (348,75 + 97,6)(2,25 + 0,325) = 1144,8 \text{ kNm}$$

$$M_r = -\frac{pl^2}{8} + \frac{3EI\Delta s}{l^2} = -1395 + \frac{21072}{36} = -809,7 \text{ kNm}$$

Incărcarea sporită pe reazemele marginale sporeşte tasarea acestora iar scăderea ei pe reazemul central provoacă o revenire elastică a tasării pe reazemul central astfel încît în timp (consolidarea terenului desfăşurîndu-se în timp) diferenţa de tasare datorită acestui joc de forţe se stabilizează la o diferenţă de tasare mai redusă,micşorîndu-se astfel şi solicitările din grindă.

La aceasta se mai adaugă în sens pozitiv şi proprietăţile reologice ale betonului

Problema 4.8.

O clădire din panouri mari avînd forma în plan şi secţiunea transversală din figura 4.8. este amplasată pe un teren macroporic sensibil la umezire grupa A.Terenul este o argilă nisipoasă loessoidă şi suferă în timpul exploatării o inundare accidentală la mijlocul lungimii clădirii.Să se determine solicitările secţionale maxime M_{max} şi Q_{max} la mijlocul lungimii clădirii.Sarcina totală transmisă de clădire terenului de fundare este de 19220 kN.

Scanned with OKEN Scanner

[illegible] este egală cu

$$t = \frac{180}{1,20} = 150 \text{ kPa}$$

Momentul de inerţie echivalent pentru peretele lateral este

$$I_{e,l} = \frac{2I_{g,l} \cdot I_{p,l}}{I_{g,l} + I_{p,l}} = \frac{2.72,96.77,15}{72,91 + 77,15} = 74,97 \text{ m}^4$$

Momentul de inerţie echivalent pentru [illegible] al este

$$I_{e,e} = \frac{2I_{g,e} \cdot I_{p,e}}{I_{g,e} + I_{p,e}} = \frac{2.36,96.77,15}{36,96 + 77,15} = 49,98 \text{ m}^4$$

Momentul de inerţie total al secţiunii transversale este

$$I_t = 2I_{e,l} + I_{e,e} = 74,97.2 + 49,98 = 199,92 \approx 200 \text{ m}^4$$

Neuniformitatea compresibilităţii terenului se caracterizează prin coeficientul α

$$\alpha = \frac{S_{med} + I_{mp}}{S_{med}} = \frac{2 + 6}{2} = 4$$

Coeficientul de variaţie a rigidităţii terenului de fundare β este egal cu $\beta = \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} = \frac{4 - 1}{4 + 1} = 0,6$

Coeficientul de rigiditate a terenului pe lăţimea fundaţiei

$$C_z = k_z.b = 3.120 = 360 \text{ daN/cm}^2 = 36000 \text{ kPa}$$

Coeficientul mediu de rigiditate a terenului C este egal cu

$$C = C_z \cdot \frac{\alpha + 1}{2\alpha} = 36000 \frac{4 + 1}{8} = 22500 \text{ kPa}$$

La pămînturi sensibile la umezire grupa A semilungimea sectorului în care se produce o reducere locală a rigidităţii terenului de fundare L_1 este

$$L_1 = 2\sqrt{\frac{E_b I}{C}}$$

Modulul de elasticitate a betonului structurii de rezistenţă E_b = 290000 daN/cm² = 29.10⁶ kN/m².

$$L_1 = 2\sqrt{\frac{2,9.10^7.200}{22500}} = 2\sqrt{\frac{2,9.2.10^9}{0,225.10^5}} = 2.10.2,25 = 45\text{m}$$

$$L_n = 1,2b\left(1,5 + 1,8\frac{p - p_0}{p_0} tg\theta\right) = 1,2.1,2\left(1,5 + 1,8\frac{1,5 - 0,5}{0,5}1,19\right)$$

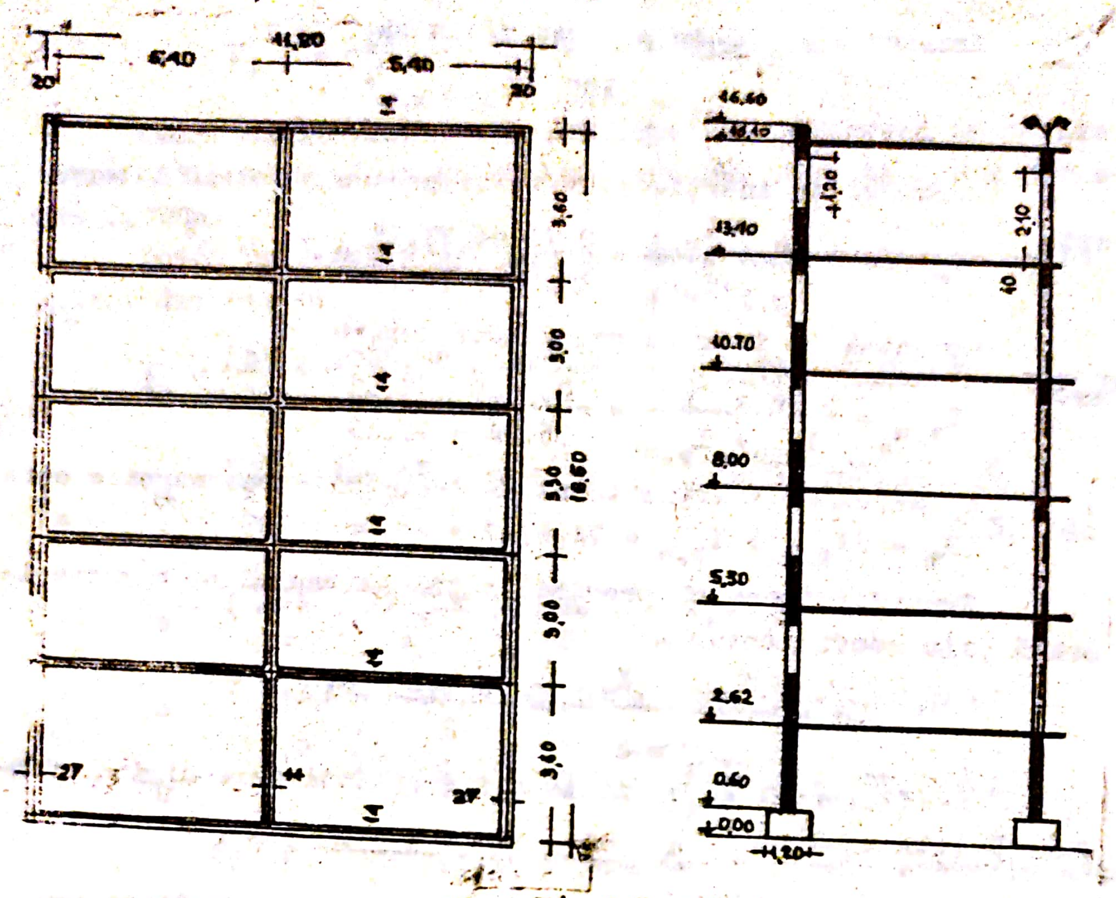


Fig4.8

Tasarea medie a construcţiei pe teren neumezit este de 2 cm.
Tasarea suplimentară a construcţiei pe teren umezit în zona activă a fundaţiilor este de 6 cm.

Momentul de inerţie a peretelui lateral plin este de 77,15m^4

Momentul de inerţie a peretelui lateral cu goluri este de 72,91 m^4.

Momentul de inerţie a peretelui central plin este de 77,15m^4

Momentul de inerţie a peretelui central cu goluri este de 36,96 m^4.

Coeficientul de pat a terenului neumezit este de 3 daN/cm^3.
Rezistenţa structurală a terenului p_e este de 0,5daN/cm^2.
Lăţimea fundaţiei este de 1,20m

Sarcina care revine unui metru de lungime a clădirii este

$$p = \frac{Q}{2L} = \frac{19220}{16,50} = 1165 \text{ kN/m}$$

Sarcina uniform distribuită pe toate tălpile de b=1,2m lăţime este

$$p_1 = \frac{19220}{16,50.3 + 11,20.6} = 180 \text{ kN/m}$$

Scanned with OKEN Scanner

Pentru nisipuri argiloase loessoide $\theta = 35^\circ$ ($tg\theta = 0,7$)

Pentru argile nisipoase loessoide $\theta = 50^\circ$ ($tg\theta = 1,19$)

$$L_n = 8,32m$$

In cazul în care $L_1 < L_n$ semilungimea de calcul a clădirii se ia egală cu L_1 iar dacă $L_1 > L_n$ semilungimea de calcul se ia egală cu L_n.

Incărcarea de calcul g a clădirii din presiunea reactivă a terenului de fundare se calculează cu relația

$$g = \frac{m_g \cdot p_g \beta}{1 + \frac{C}{EI\nu}\left(\frac{L_c}{\pi}\right)^4(\omega+2)\left(1 - \frac{\beta^2}{2}\right)} \quad \text{în care}$$

$$\omega = 1 + \frac{EI}{GA}\left(\frac{\pi}{L}\right)^2$$

In cazul unei rigidități foarte mari la forță tăetoare

$$\omega = 1$$

Relația devine

$$g = \frac{m_g \cdot p \cdot \beta}{1 + \frac{C}{EI\nu}\left(\frac{L_c}{\pi}\right)^4 \cdot 3 \cdot \left(1 - \frac{\beta^2}{2}\right)} \quad \text{în care}$$

$$m_g = 0,7 \quad \text{şi} \quad \nu = 0,5$$

Rigiditatea la încovoere a secțiunii transversale a clădirii este $E.I = 2,8.10^9.kNm^2$ respectiv $E.I.\nu = 2,8.10^9.0,5kNm^2$ fiind foarte mare în raport cu coeficientul de rigiditate a terenului de fundare $C = 22500$ kN/m^2 astfel că valoarea raportului este de $1,61.10^{-5}$

Al doilea termen de la numitor devine în această situație

$$\left(\frac{8,32}{3,14}\right)^4 .3.\left(1 - \frac{0,36}{2}\right).1,61.10^{-5} = 1,95.10^{-3}$$

Expresia lui g devine în acest caz

$$g = \frac{0,7.0,6.1165}{1 + 1,95.10^{-3}}$$

In această situație se poate neglija termenul al doilea de la numitor valoarea lui g rezultînd egală cu 489,3 kN/m.

Momentul maxim va fi egal cu

$$M_{max} = \pm 2g\left(\frac{L_c}{\pi}\right)^2 = \pm 489,3\left(\frac{8,32}{3,14}\right)^2 = 6870 \text{ kNm}$$

Forța tăetoare maximă va fi egală cu

$$Q_{max} = \mp g\left(\frac{L_c}{\pi}\right) = \mp 489,3\left(\frac{8,32}{3,14}\right) = 1296 \text{ kN}$$

Problema 5.1.

Considerînd zidul de sprijin de greutate din figura 5.1.de înălţime H=6,0 m, realizat pe un teren nisipos,se cere să se determine împingerea activă a pămîntului din spatele zidului,în regim static şi seismic.

Caracteristicile fizico-mecanice cunoscute ale stratificaţiei sînt: $\gamma = 16{,}5\ KN/m^3$; $\phi = 30^0$; $\delta = 15^0$; $\beta = 10^0$; $\theta = 85^0$.

Zidul este proiectat într-o localitate cu grad de protecţie antiseismică de $7\frac{1}{2}$,avînd coeficienţii de intensitate seismică orizontali şi verticali $K_h = 0{,}2$ şi respectiv $K_v = 0{,}15$.(Fig.5.1.)

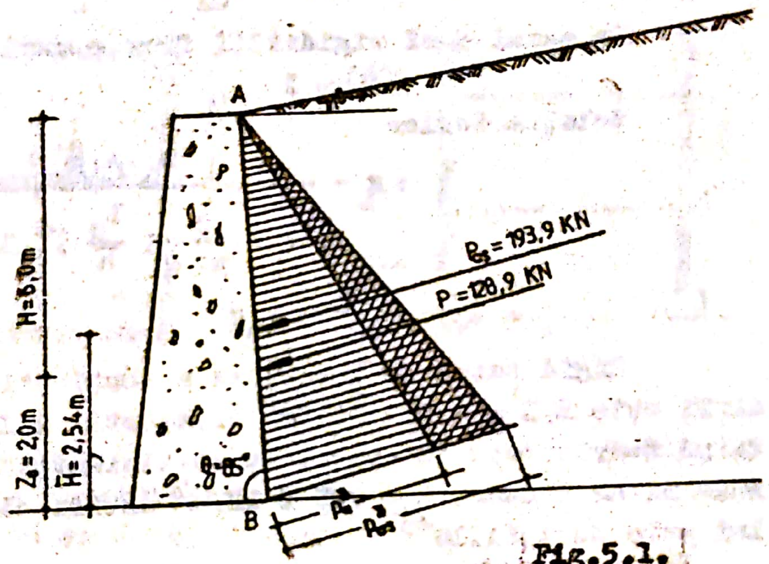


Fig.5.1.

Rezolvare.

Calculul în domeniul static

Se determină coeficientul de împingere activă a pămîntului

$$K_a = \frac{\sin^2(\phi+\theta)}{\sin^2\theta \cdot \sin(\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\cdot\sin(\theta+\beta)}}\right]^2} =$$

$$= \frac{\sin^2(30+85)}{\sin^2 85 \cdot \sin(85-15)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(30+15)\cdot\sin(30-10)}{\sin(85-15)\cdot\sin(85+10)}}\right]^2} =$$

$$= \frac{0{,}821}{0{,}992\cdot 0{,}9396\left[1+\sqrt{\dfrac{0{,}707\ \cdot\ 0{,}342}{0{,}939\ \cdot\ 0{,}996}}\right]^2} = 0{,}387$$

- Impingerea activă unitară(după metoda Coulomb) se calculează cu relațiile:

$$p_a^A = 0$$

$$p_a^B = \gamma . H . K_a . \frac{\sin\theta}{\cos\delta} = 18,5 . 6,0 . 0,387 . \frac{\sin 85^0}{\cos 15^0} = 44,3 \ KN/m^2$$

- Impingerea activă totală se calculează cu relația:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma . H^2 . K_a = \frac{1}{2} . 18,5 . 6^2 . 0,387 = 128,9 \ KN/m$$

- Punctul de aplicație al rezultantei va fi:

$$Z_c = \frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2,0 \ m$$

Calculul în domeniul(seismic) dinamic

Se determină θ_s

$$\theta_s = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right) = \text{arctg}\left(\frac{0,2}{1-0,15}\right) = 13,24^0$$

$$\overline{\delta} = \delta + \theta_s = 15+13,24^0 = 28,24^0$$

$$\overline{\phi} = \phi - \theta_s = 30-13,24^0 = 16,76^0$$

- Se determină coeficientul împingerii active a pămîntului în condiții seismice

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\theta+\phi-\theta_s)}{\cos\theta_s . \sin^2\theta . \sin(\theta-\delta-\theta_s)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_s-\beta)}{\sin(\theta-\delta-\theta_s).\sin(\theta+\beta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\sin^2(85^0+30^0-13,24^0)}{\cos 13,24^0 . \sin^2 85^0 . \sin(85-15-13,24^0)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(30+15)\sin(30-13,24^0-10^0)}{\sin(85-15-13,24^0).\sin(85^0+10^0)}}\right]^2} =$$

$$= \frac{0,958}{0,973 . 0,992 . 0,836\left[1+\sqrt{\frac{0,707 . 0,1177}{0,836 . 0,996}}\right]^2} = 0,685$$

- Impingerea activă unitară în regim seismic se calculează astfel

$$p_{as}^A = 0$$

$$p_{as}^B = \gamma . H . (1-k_v) . K_{as} . \frac{\sin\theta}{\cos\delta} = (1-0,15) . 18,5 . 6 . 0,685 . \frac{\sin 85}{\cos 15} =$$

$$= 66,7 \ KN/m^2$$

- Impingerea activă totală în regim seismic se determină cu relația:

$$P_{as} = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2(1+K_v)K_{as} = \frac{1}{2}\cdot 18,5\cdot 6^2(1-0,15)\cdot 0,685 = 193,9\,KN/m$$

Calculînd diferența între cele 2 valori maxime ale împingerii active totale a pămîntului obținem:

$$\Delta P_a = 1939,9 - 128,9 = 65\ KN/m$$

Se notează cu $Z' = 0,6H = 0,6\cdot 6 = 3,6$ m

și se determină

$$H = \frac{P_a\cdot Z + \Delta P_a\cdot Z'}{P_{as}} = \frac{128,9\cdot 2,0 + 65\cdot 3,6}{193,9} = 2,54\ m$$

Concluzii

Se constată că împingerea activă a pămîntului totală în domeniul dinamic prezintă în acest caz o valoare mai mare cu cca 50% față de împingerea activă a pămîntului calculată în regim static.

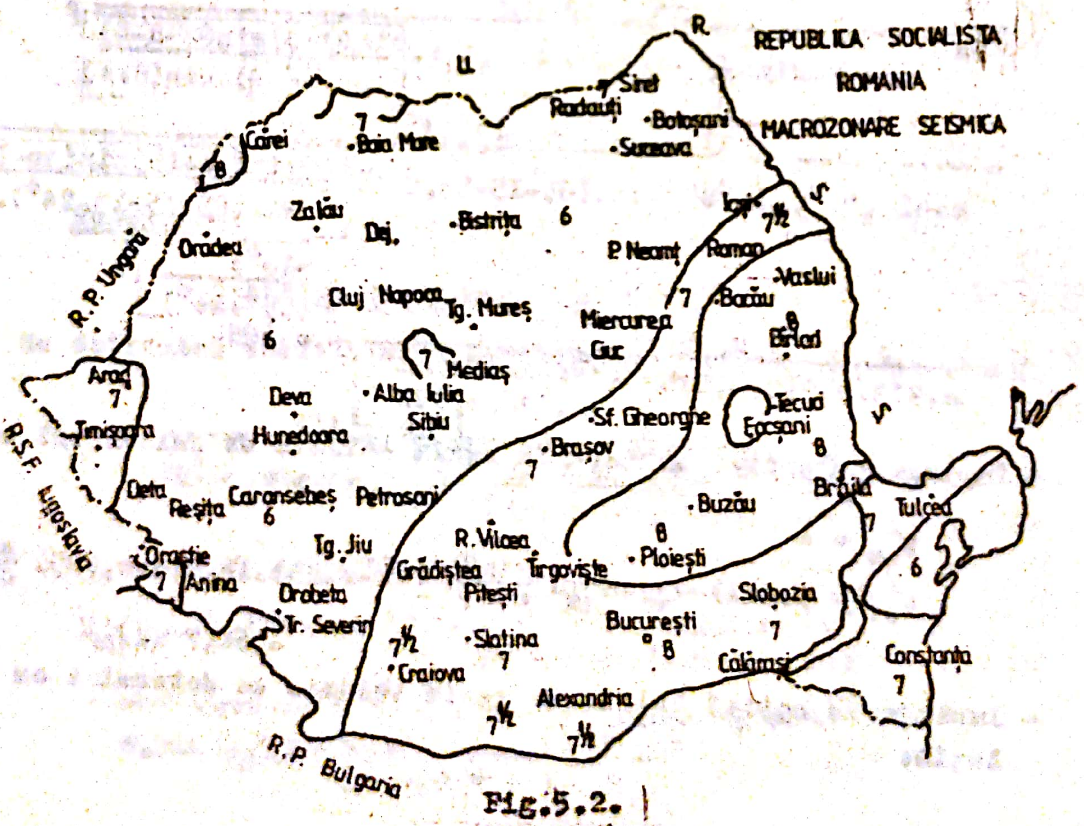


Fig.5.2.

Problema 5.1.

O fundaţie dreptunghiulară, cu secţiunea (3x2)m² este aşezată pe un nisip. Adîncimea de fundare D_f=1,0 m. Caracteristicile fizico-mecanice ale stratificaţiei cunoscute, sînt: γ=19 KN/m³ - greutatea volumică în stare naturală, ϕ=30,5° - unghiul de frecare interioară, c=0 (coeziunea).

Fundaţia este solicitată excentric pe o direcţie de o forţă N=800 KN şi e=0,1 m şi este amplasată într-o regiune seismică cu gradul $7\frac{1}{2}$, K=0,16; înclinarea forţei δ=17°

Se cere verificarea fundaţiei la capacitatea portantă, luînd în consideraţie şi seismul.

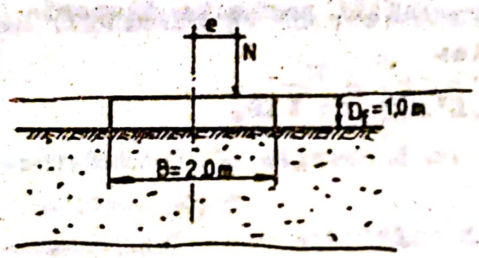


Fig. 5.3.

Conform STAS 3300/1-2-85 capacitatea portantă a terenului de fundare se determină cu relaţia

$$p''_{ef} \le m_c \cdot p_{cr}$$

sau $N \le m_c \cdot P_{cr}$ unde:

m_c=0,9 - coeficientul condiţiilor de lucru

$p'_{ef} = \frac{N}{L' \cdot B'}$ - presiunea efectivă calculată considerînd ipoteza distribuţiei după Meyerhof.

L', B' - dimensiuni reduse

Presiunea critică se calculează cu relaţia (vezi lucrări Bowles, T. Silion şi anexa F din STAS 3300/2-85)

$$p_{cr} = c \cdot N_c \cdot \lambda_c \cdot d_c \cdot i_c + \bar{q} \cdot N_q \cdot \lambda_q \cdot d_q \cdot i_q + \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \lambda_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

pentru c=0

ϕ=30,5°

D_f =1,0 m şi B'=B-2e=2,0-0,2=1,8 m

N_γ = 9,9

N_q =19,6

$\lambda_\gamma = 1-0,4 \frac{B'}{L'} = 1-0,4 \frac{1,8}{3} = 0,76 \qquad i_\gamma = 0,28$

$\lambda_q = 1+0,3 \frac{B'}{L'} = 1+0,3 \frac{1,8}{3} = 1,18 \qquad i_q = 0,48$

$p_{cr} = 19.1.19,6.1,18.0,48 + 19.1,8.9,9.0,76.0,28 = 283 \text{ kPa}$

Rezultă $\frac{880 + 0,85.3.2.1.24,5}{3.1,8} = 171,28 < 0,9.283 = 254,7$

Considerînd repartiția presiunilor diferite de repartiția Meyerhof, condiția de verificare a rezistenței terenului de fundare este precizată prin relația:

$$p_{ef\ max} \leq p_{ts}$$

unde

$p_{ef\ max}$ -presiunea efectivă maximă

p_{ts} -capacitatea portantă disponibilă

Prin studiile experimentale ce se referă la nisipurile necoezive s-a stabilit valoarea capacității portante disponibile, pe durata seismului cu relația:

$$p_{ts} = \frac{1}{2}\left[\lambda_c.c.N'_c + \bar{\gamma}.D_f(N'_q-1) + \gamma.\lambda_\gamma.B'.N'_\gamma\right] + \bar{\gamma}.D_f$$

pentru cmp

$\phi = 30,5°$

$D_f = 1,0$ m

$B' = B-2e = 2,0-0,2 = 1,8$ m

$N'_c = 0$

$N'_q = 9$ — factori de capacitate portantă

$N'_\gamma = 8$ — conform grafic - Fig.5.4.

$\lambda_\gamma = 0,5-0,1.\frac{B}{L} = 0,5-0,1.\frac{2}{3} = 0,43$

$p_{ts} = \frac{1}{2}\ 19.1.8 + 19.0,43.1,8.8 + 19,1 = 154 \text{ kPa}$

$p_{ef\,max} = \frac{N_t}{L.B} = \frac{N+G_f}{L.B} = \frac{880+0,85.3.2.1.24,5}{3.2} = 154 \text{ kPa}$

$154 \text{ kPa} \leq 154 \text{ kPa}$

Considerînd ordonatele diagramei presiunilor limită de forma:

$p_{ts} = N_1\ \lambda_q.\bar{\gamma}.D_f + \lambda_c(N_1-1)\frac{c}{tg\,\phi}$

$p'_{ts} = p_{ts} + \lambda_\gamma.\gamma.B(N_2 - K.N'_3)$

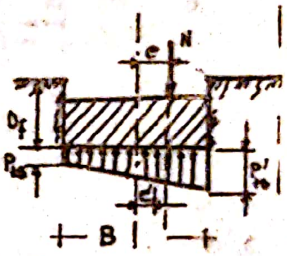
unde pentru $\phi = 30,5^{\circ}$ rezultă

$N_1 = 20$
$N_2 = 20$ — coeficienţii de capacitate portantă din figura
$N_3 = 30$

$K=0,16$ — coeficient ce ţine cont de gradul de intensitate seismică (Normativ P_{100}-81)

$\lambda_q = 1+1,5\,\frac{B}{L} = 1+1,5\cdot\frac{2}{3} = 2$

$\lambda_\gamma = 1-0,25\,\frac{B}{L} = 1-0,25\cdot\frac{2}{3} = 0,83$



Rezultă:

$p_{ts} = 20\cdot 0,83\cdot 19\cdot 1 = 315,4\ kN/m^2$

$p'_{ts} = 315,4 + 2\cdot 19\cdot 2(20-0,16\cdot 30) = 1470,6\ kN/m^2$

Condiţia de stabilitate a terenului de fundare sub încărcarea verticală pe durata seismului se exprimă prin relaţia:

$$N \leq \frac{m_s}{c_s}\cdot P$$

c_s — coeficient de siguranţă ce se ia cel puţin 1,5
impunem $c_s=3$

m_s — coeficient al condiţiilor de lucru (conform clasificării) funcţie de natura terenului $m_s=0,7$

Forţa P se calculează ţinînd cont de relaţiile:

a) $e=0,1 < \frac{B}{6} = \frac{2}{6} = 0,33$

şi cu trapezul presiunilor se determină poziţia rezultantei

$$e' = \frac{B}{2} - \frac{2p_{ts}+p'_{ts}}{p_{ts}+p'_{ts}}\cdot\frac{B}{3} = \frac{B}{6}\cdot\frac{p'_{ts}-p_{ts}}{p'_{ts}+p_{ts}} =$$

$$\frac{2}{6}\cdot\frac{1470,6-315,4}{1470,6+315,4} = 0,22m$$

b) $e < e'$

$0,1 < 0,22$

In acest caz $P = \frac{p'_{ts}+p_{ts}}{2}\cdot B\cdot L = \frac{1470,6+315,4}{2}\cdot 2\cdot 3 = 5357,4$

Rezultă deci

$$922,4\ kN < \frac{0,7}{3,0}\,5357,4\ kN = 1250\ kN$$

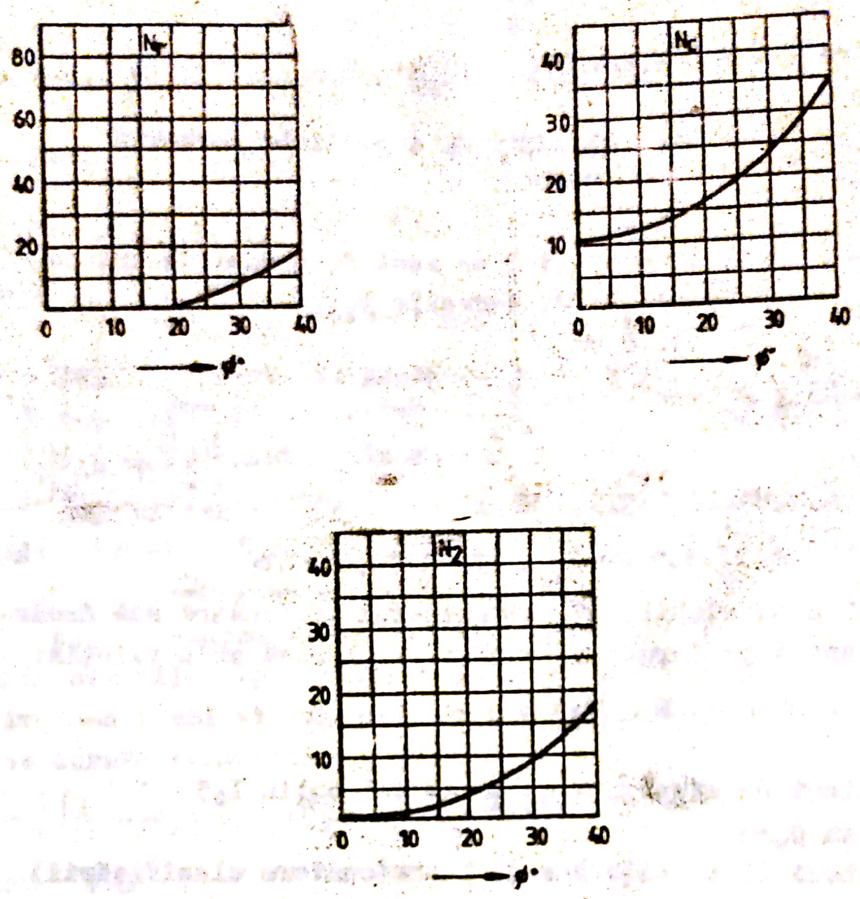


Fig.5.5.

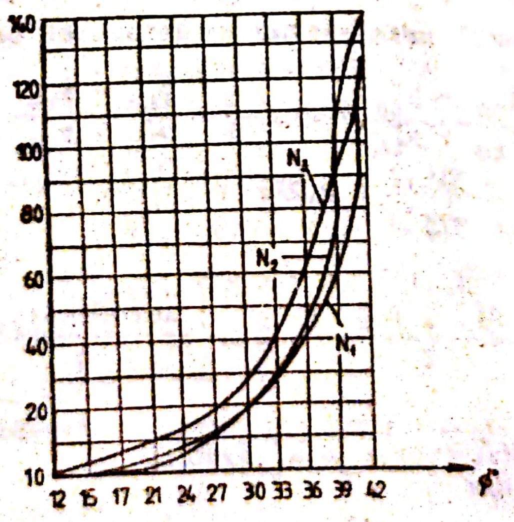


Fig.5.6.

Scanned with OKEN Scanner

Tabel 5.1.

forma suprafeței tălpii	continuă	pătrat	dreptunghiular	cerc
λ_c	1,0	1,3	$1 + 0{,}3\frac{B}{L}$	1,3
λ_γ	0,5	0,4	$0{,}5 - 0{,}1\frac{B}{L}$	0,3

Tabel 5.2.

Forma suprafeței	Coeficient de formă			Observații
	λ_q	λ_c	λ_γ	
Dreptunghiulară cu $1 > \frac{B}{L} > 0{,}2$	$1 + 1{,}5\frac{B}{L}$	$1 + 0{,}3\frac{B}{L}$	$1 - 0{,}25\frac{B}{L}$	
Dreptunghiulară $\frac{B}{L} > 1$	2,5	1,3	0,75	
Fundație continuă $\frac{B}{L} < 0{,}2$	1,0	1,0	1,0	

Problema 5.3

Să se analizeze efectul acțiunii seismice asupra coeficientului de siguranță pentru taluzul de debleu din fig.5.7, considerînd amplasamentul situat într-o zonă cu grad de protecție antiseismică egal cu 8, pentru care $K_h = K_s$, conform cu P 100-81, este egal cu 0,20. Se admite ipoteza cedării taluzului după o suprafață plană și că seismul prezintă numai componenta orizontală.

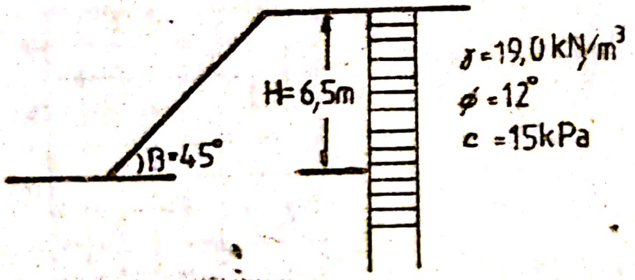


Fig.5.7.

Rezolvare.

In acest sens se parcurg următoarele etape:

a. Determinarea înălțimii critice(H_{cr}) plecînd de la expresia indicelui de stabilitate critic(N_{cr}) și a unghiului critic(α_{cr}) pentru suprafața plană de cedare;

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{2}\left[\beta + \phi - \operatorname{arctg}\left(\frac{K\cos\theta}{1+K\sin\theta}\right)\right]$$

$$N_{cr} = \frac{c}{\gamma \cdot H_{cr}} = \frac{\sin(\beta-\alpha_{cr})}{2\sin\beta \cdot \cos\phi}\left[(1+K\sin\theta)\sin(\alpha_{cr}-\phi) + K\cos\theta \cdot \cos(\alpha_{cr}-\phi)\right]$$

unde $\theta = \operatorname{arctg}(K_v/K_h)$ $\quad K = \left(K_h^2 + K_v^2\right)^{1/2}$

a₁. <u>Situația fără seism;</u> $\theta = 0$ $\quad K = 0$

$$\alpha_{cr} = \frac{\beta+\phi}{2} = \frac{45+12}{2} = 28{,}5^\circ$$

$$\frac{c}{\gamma H_{cr}} = \frac{\sin(45^\circ - 28{,}5^\circ)}{2\sin 45^\circ \cos 12^\circ} \cdot \sin(28{,}5^\circ - 12^\circ) = 0{,}0583128$$

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma \cdot N_{cr}} = \frac{15}{19 \cdot 0{,}0583128} \cong 13{,}54 \text{ m.}$$

a_2. <u>Situație cu seism orizontal;</u> $\theta = 0$ $K = K_s = 0,20$

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{2}\left[45+12 - \text{arctg}\,(0,2.1)\right] = 22,84^\circ$$

$$N_{cr} = \frac{c}{\gamma \cdot H_{cr}} = \frac{\sin(45-22,84)}{2\sin 45.\cos 12}\Big[(1+0,2.\sin 0^\circ)\sin(22,84^\circ-12^\circ) +$$

$$+ 0,2\cos 0^\circ \cos(22,84^\circ-12^\circ)\Big] = 0,10484 \text{ și } H_{cr} = \frac{15}{19.0,10484} =$$

$$= 7,53 \text{ m.}$$

b_s Determinarea coeficientului de siguranță(F_s), acceptînd ca relație de definire a acestuia raportul dintre înălțimea critică(H_{cr}) și cea efectivă(H)

b_1. Situația fără seism; $F_s = 13,14/6,5 = 2,02$

b_2. Situația cu seism ; $F_s = 7,53/6,5 = 1,15$

c. Concluzii.

In ambele situații talazul rămîne stabil, seismul considerat are ca rezultat o diminuare a coeficientului de siguranță cu 43% în raport cu situația fără seism.

b. Acceptînd datele din exemplul anterior să se calculeze coeficientul de siguranță considerînd că seismul echivalează cu o reducere a frecării față de condițiile de solicitare statică, conform cu relațiile;

$$\phi_s = \phi - \text{arctg}\, K_s \quad (1)$$

$$\phi_s = \phi - \text{arctg}\left(\frac{K_s}{\sqrt{2}}\right) \quad (2)$$

Rezolvare.

In această situație relațiile de determinare ale lui α_{cr}, N_{cr} și H_{cr}, utilizate anterior, corespund aceleași expresii dar particularizate pentru condițiile de solicitare statică;

$$\alpha_{cr} = \frac{\beta + \theta}{2}$$

$$N_{cr} = \frac{\sin(\beta - \alpha_{cr})}{2\sin\beta\cos\phi} \cdot \sin(\alpha_{cr} - \phi)$$

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma \cdot N_{cr}}$$

în care ϕ - cu semnificația de unghi de frecare interioară în condiții statice trebuie luat cu valoarea ϕ_s în cazul situației de solicitare cu seism.

In acest sens rezultă:

După relația 1. $\phi_s = 12-\text{arctg}(0,2) = 0,69^\circ \cong 0$

$$\alpha_{cr} = \frac{45+0,69}{2} = 22,84^\circ$$

$$N_{cr} = \frac{\sin(45-22,84)}{2\sin45\cos0,69} \cdot \sin(22,84-0,69) = 0,1005681$$

$$H_{cr} = \frac{15}{19 \cdot 0,1005681} = 7,85\ m \quad \text{şi} \quad F_s = \frac{H_{cr}}{H} = \frac{7,85}{6,5} = 1,20$$

După relaţia 2.

$$\phi_s = 12 - \text{arctg}\left(\frac{0,2}{\sqrt{2}}\right) = 3,95^\circ$$

$$\alpha_{cr} = \frac{45^\circ+3,95^\circ}{2} = 24,475^\circ$$

$$N_{cr} = \frac{\sin(45-24,475)}{2\sin45 \cdot \cos3,95} \cdot \sin(24,475^\circ-3,95^\circ) = 0,0871327$$

$$H_{cr} = \frac{15}{19 \cdot 0,0871327} = 9,06 \quad \text{cu} \quad F_s = \frac{H_{cr}}{H} = \frac{9,06}{6,5} = 1,394$$

O comparaţie între valorile coeficienţilor de siguranţă corespunzători solicitării cu seism, evidenţiază că prima relaţie conduce la rezultat apropiat de cel precizat în problema anterioară.

Pentru datele din exemplul 5.3. se cere precizarea coeficientului de siguranţă în condiţii de solicitare cu şi fără seism în ipoteza cedării taluzului după o suprafaţă circular cilindrică.

Rezolvare.

O cale de soluţionare a problemei ar constitui-o folosirea graficelor de stabilitate întocmite de N.Janbu, ce se găsesc în referenţele bibliografice /Ex.1,/G2/. In acest caz diferenţierea între condiţiile de solicitare, se poate lua în discuţie prin operare cu valorile unghiurilor de frecare interioară corespunzătoare celor două situaţii. Conform acestor grafice coeficientul de siguranţă este dat prin relaţia:

$F_s = N_{cf} \frac{c}{\gamma H}$ unde N_{cf} este funcţie de parametrul

$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H tg}{c}$ şi unghiul de înclinare al taluzului β

Dacă interesează poziţia centrului suprafeţei de coeficient minim de siguranţă, graficele furnizează şi coordonatele reduse (x_o, y_o) ale acestuia funcţie de $\lambda_{c\phi}$ şi β.

a. Condiţii de solicitare statică;

$$\lambda_{c\phi} = \frac{19.6,5.tg\ 12^{\circ}}{15} = 1,75$$

Pentru $\lambda_{c\phi} = 1,75$ și $\beta = 45$ rezultă $N_{cf} = 9,5$ și $x_o = 0,2$; $y_o = 1,55$

Rezultă coeficientul de siguranță: $F_s = 9,5 . \frac{15}{19.6,5} = 1,154$ și

coordonatele centrului $X_o = x_o H = 0,2.6,5 = 1,3$ m și

$Y_o = y_o H = 1,55.6,5 = 10,075$ m

b. Condiții de solicitare cu seism.

Valoarea redusă a unghiului de frecare interioară:

$\phi_s = \phi - arctg(0,2) = 0,69^{\circ} \simeq 0$ (1)

$\phi_s = \phi - arctg(\frac{0,2}{\sqrt{2}}) = 3,95 \simeq 4^{\circ}$ (2)

b$_1$. Pentru $\phi_s \cong 0$ graficele furnizează

$\lambda_{c\phi} \simeq 0$; $N_{c\phi} = 5,53$ $x_o = 0,5$ și $y_o = 2,75$

$F_s = 5,53 . \frac{15}{19.6,5} = 0,67$ $X_o = 0,5.6,5 = 3,25$ m și

$Y_o = 2,75.6,5 = 17,875$ m

b$_2$. Pentru $\phi_s \simeq 4^{\circ}$ vom avea:

$\lambda_{c\phi} = 0,57$; $N_{c\phi} = 6,66$; $x_o = 0,42$; $y_o = 1,43$

$F_s = 6,66 . \frac{15}{19.6,5} = 0,808$ cu $X_o = 0,42.6,5 = 2,73$ m și

$Y_o = 1,43.6,5 \approx 9,30$

Concluzii.

In ipoteza cedării taluzului după o suprafață circular cilindrică stabilitatea este asigurată în condiții de solicitare statică, marja de siguranță fiind de numai 0,15. De remarcat modificarea poziției centrului suprafeței critice de alunecare.

Dacă se au în vedere rezultatele de la exemplele anterioare, este evident faptul că cedarea după o suprafață circular cilindrică constituie o ipoteză critică în raport cu suprafața plană.

Problema 5.4

Să se determine printr-un calcul dinamic mărimea presiunilor şi deplasărilor la nivelul tălpii şabotei şi a tălpii fundaţiei de maşină, pentru un ciocan de forjare liberă din figură.

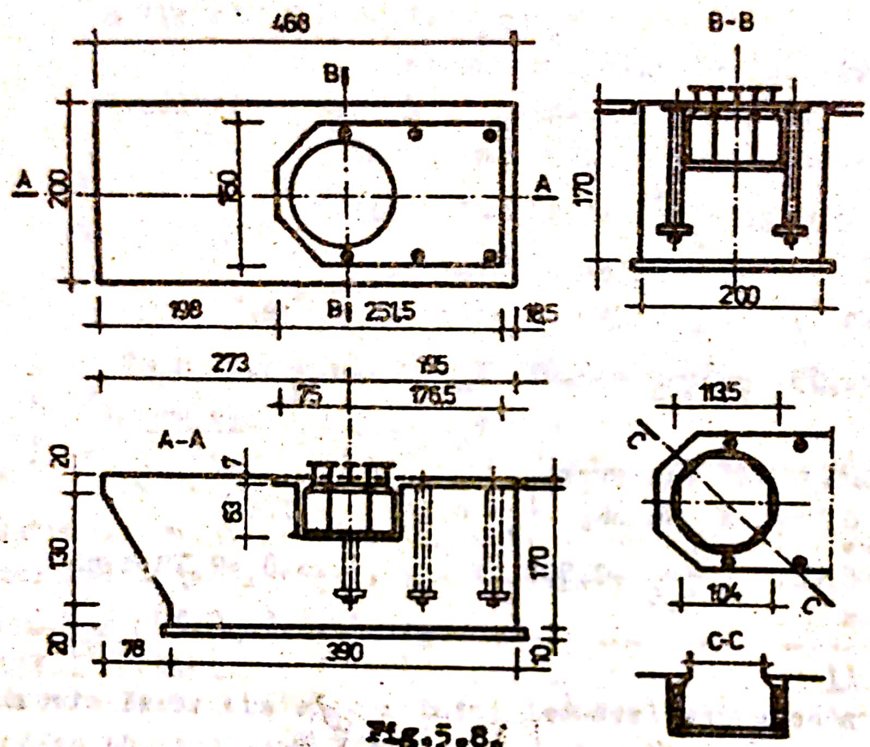


Fig.5.8.

Datele tehnice ale ciocanului şi caracteristicile terenului de fundare sînt:

- Greutatea berbecului Q_0 .... 4 kN
- Cursa maximă a berbecului h .... 0,6 m
- Greutatea şabotei(nicovalei) Q_1 .... 55 kN
- Greutatea totală a ciocanului (inclusiv batiu, şabotă şi motor) Q_2 .... 151 kN
- Presiunea în cilindru p .... 8 daN/cm^2
- Diametrul pistonului D .... 865 mm
- Energia loviturii U .... 13 kNm
- Numărul de lovituri pe minut .... n_m=130
- Coeficientul de deformare elastică a terenului .. C_0=18000 kN/m^3
- Presiunea de calcul pentru teren p_c .... 1,2 daN/cm^2
- Amplitudinea maximă admisă A .... 0,8 mm
- Presiunea admisibilă a pislei de ciocan p_{as} ...... 30 daN/cm^2

Suprafaţa tălpii şabotei este un octogon inscris intr-un cerc cu diametrul de 104 cm.

Suprafaţa de rezemare este :

$F_1 = nr^2 tg \frac{\alpha}{2} = 8 \cdot 0{,}52^2 tg\ 22^\circ 30' = 0{,}895\ m^2$

Terenul de fundare este alcătuit dintr-un nisip mi[illegible]-mare.

Apa subterană se află la o adîncime mare (distanţa dintre nivelul tălpii fundaţiei şi nivelul hidrostatic este mai mare de 0,50 m).

Inălţimea fundaţiei sub şabotă s-a luat egală cu 1 m.

Adîncimea tălpii şabotei faţă de platforma de lucru aflată la cota -0,07 este de 64 m.

Stratul de amortizare sub şabotă are grosimea de 6 cm şi este alcătuit dintr-o pîslă de ciocan avînd, modulul de deformaţie $E_1 \leq 80.000$ KN/m^2 şi presiunea admisibilă 3000 KN/m^2.

Adîncimea tălpii fundaţiei faţă de cota platformei de lucru este de 1,70 m.

Suprafaţa tălpii fundaţiei s-a ales de 2.00 x 3,90 m^2 egală cu F_f =7,80m^2.

Forma corpului fundaţiei este realizată în aşa fel încît linia de acţiune a ciocanului să coincidă pe cît se poate (cu o deviere de maximum 3% pentru presiuni de calcul a terenului mai mici de 2 daN/cm^2 faţă de latura mai mică) cu centrul de greutate a tălpii de rezemare şi a centrului de greutate a fundaţiei.

Pentru verificarea acestei condiţii se calculează momentul tuturor forţelor faţă de linia de acţiune a ciocanului.

Tabel 5.3.

Nr.	Element	Greutate parţială KN	Distanţa la linia de acţiune m	Element KNm
1.	Batiul	96	0,77	74
2.	Sabota	55	0	0
3.	Corpul de beton al fundaţiei 2,00 x 3,90 x 1,70 x 24	318	0	0
4.	3,14 x 1,135^2 x 0,25 x 0,63 x 24	-15,3	0	0
5.	2 x 0,75 x 1,50 x 0,07 x 24	-3,8	0	0
6.	1,015 x 1,50 x 0,07 x 24	-2,6	1.255	-3,3
7.	0,78 x 0,20 x 2,00 x 24	+7,5	-2,34	-17,6

8.	0,78 x 1,30 x 0,5 x 2,0 x 24	+24,3	-2,21	-53,7
	Q_t	479,1		-0,60KNm

Valoarea excentricității este:

$$e = \frac{0,60}{479,1} = 0,001 \text{ m} = 1 \text{ mm}$$

Fiind foarte mică se înscrie în condiția menționată anterior, dimensiunea minimă a tălpii fiind 200 m de unde rezultă că excentricitatea admisibilă este

$$e_{ad} = 200 \times 3\% = 6 \text{ cm} > 1 \text{ mm}$$

Presiunea statică la nivelul tălpii fundației este de

$$p_{st} = \frac{479,1}{7,80} = 61,4 \text{ KN/m}^2$$

Coeficientul de deformație elastică uniformă pe verticală C_z este

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(l+b)}{\Delta \cdot l b} \right] \sqrt{\frac{p}{p_0}}$$

$$C_z = 18000 \left[1 + \frac{2(3,9+2,0)}{1 \times 3,9 \times 2,0} \right] \sqrt{\frac{61,4}{20,0}} = 79,065 \text{ KN/m}^3$$

Pentru calculul vitezei inițiale a berbecului se va avea în vedere modul de acționare a ciocanului:

Tabel 5.4.

Viteza de lovire a berbecului	Notații
Ciocan cu cădere liberă $v = \eta\sqrt{2gh}$	g-accelerația căderii m/s² h-înălțimea de cădere a berbecului m η-coeficient pentru rezistențele de mișcare (eficiența loviturii) η = 0,89÷0,96 în construcția fundațiilor de obicei se ia η=1
Ciocan cu acționare mecanică cu piston și în cursă descendentă $v = \eta\sqrt{\frac{2g(Q_0+F_p \cdot p) \cdot h}{Q_0}}$	F_p-suprafața pistonului m² p-presiunea medie în cilindru KN/m² Q_0-greutatea pieselor în cădere KN η-coeficient pentru rezistențele de mișcare (eficiența loviturii)

	$\eta = 0,56 \div 0,80$ în calculul fundaţiilor de obicei $\eta = 0,65$
Tip de ciocan cercare $v = \sqrt{\frac{2g\,U}{Q_0}}$	U-energia completă a loviturii KNm

Valori orientative ale vitezei v_0 funcţie de greutatea berbecului Q_0

$Q_0 < 10$ KN $\qquad v_0 = 8$ m/s

10 KN $\leq Q_0 \leq 30$ KN $\qquad v_0 = 7$ m/s

30 KN $< Q_0 \qquad v_0 = 6,5$ m/s

Viteza iniţială v_0 a berbecului este

$$v_0 = \eta\sqrt{\frac{2g(Q_0+F_p\cdot p)h}{Q_0}}$$

Suprafaţa pistonului $F_p = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$; $d = 865$ mm; $F_p \simeq 0,59$ m^2

Presiunea în cilindru 0,8 daN/cm^2 = 80 KN/m^2

$$v_0 = 0,65\sqrt{\frac{2.9,81(4+0,59.80).0,6}{4}} = 7,97 \text{ m/s.}$$

Energia loviturii este:

$U = Q_0 h_0$ $\qquad h_0$-înălţimea echivalentă

$$h_0 = \eta^2 \cdot \frac{p.F_p+Q_0}{Q_0}\,h$$

$$h_0 = 0,65^2\,\frac{80 \times 0,59+4}{4}\,0,6 = 3,24 \text{ m}$$

$$U = 4 \times 3,24 = 12,97 \text{ KNm}$$

Viteza iniţială v_0 este

$$v_0 = \sqrt{\frac{2g\,U}{Q_0}} = \sqrt{\frac{2.9,81.12,97}{4}} = 7,97 \text{ m/s.}$$

Considerînd că schema de calcul adoptată este cu un singur grad de libertate, mărimea amplitudinii maxime la o lovitură va fi

$$A_z = \frac{(1+\eta)Q_0\cdot v_0}{\sqrt{g\cdot\xi\cdot C_z\cdot F_f\cdot Q_t}}$$

η-coeficient de restituire a şocului

ξ-coeficient care are în vedere sporul ce se dă valorii lui C_z avînd în vedere caracterul

dinamic al secţiunii, cuprins
între, 2,5÷3

Valoarea coeficientului de restituire după modul de prelucrare(pentru forjarea oţelului)

Tabel 5.5

Modul de prelucrare	Coeficient de restituire
Prelucrare uşoară la cald	0,2
Prelucrare anterioară la cald	0,3
Prelucrare la cald	0,4
Prelucrare la rece	0,5
Matriţare anterioară la cald	0,6
Matriţare finală la cald	0,7
Matriţare grea	0,8

$$A_{zf} = \frac{(1+0,25)4.7,97}{\sqrt{9,81x3x79.065x479,1}} = 0,43 \times 10^{-3} m = 0,43\ mm < 1\ mm$$

Valorile admisibile ale deplasarilor se recomandă să nu depăşească 1.0÷1.2 mm în cazul rezemării direct pe teren necompactat.

Presiunea maximă sub talpă la suprafaţa terenului va fi

$$p_{max} = 61.4+79.065x0,00043 = 95,4\ KN/m^2 = 0,954 daN/cm^2 < 1,2 daN/cm^2$$

In cazul în care şabota nu este fixată rigid de blocul de fundaţie şi între ele se include un strat amortizor elastic pentru a feri fundaţia de tensiuni avînd valori ridicate, sistemul va prezenta două mase supuse unei mişcări vibratorii.

In această situaţie calculul dinamic se efectuează mai întîi pentru şabotă şi pe urmă pentru blocul de fundaţie.

Coeficientul de arcuire K_z, respectiv $C_z S$ pentru stratul de pîslă va fi

$$C_z = \frac{E}{d} = \frac{80000}{0,06} = 1.333.333$$

$$F_1 = 0,895\ m^2$$

$$A_{zs} = \frac{Q_0 v_0 (1+\gamma)}{\sqrt{g x F_1 x C_z x Q_1}} = \frac{4x7,97x(1+0,25)}{\sqrt{9,81x0,895x1.333.333x55}} = 1,57x10^{-3} m = 1,57 mm$$

Presiunea dinamică la suprafaţa superioară a pîslei este

$$p_{sd} = 0,00157x1,333.333 = 2093\ KN/m^2 = 20,93\ daN/cm^2 < 30 daN/cm^2$$

Presiunea totală $p_t = \frac{5500}{8950} + 20,93 = 0,61+20,93 = 21,54\ daN/cm^2$

<30 daN/cm^2.

Calculul amplitudinii la talpa fundaţiei

$$A_{zf} = \frac{Q_0 r_0 (1+\xi)^2}{\sqrt{gx\{xC_z mF_z \cdot Q_t}} = \frac{4x7,97x(1+0,25)^2}{9,81x?x79.065x7,8x479,1} = 0,000534m =$$

$$= 0,534 mm \quad 0,8 \text{ mm.}$$

Presiunea totală la nivelul terenului

$$P_{max} = 61,4+79.065x0,000534 = 103,6KN/m^2 = 1.036 \text{ daN/cm}^2.$$

Capitolul 6.
Soluții și tehnologii moderne în realizarea fundațiilor

Problema 6.1.

Să se analizeze stabilitatea tranșeii pereților turnați în teren pentru situația de teren prezentată în fig.6.1.

Tranșeea se execută cu un utilaj KELLY, în panouri de lățima b=0,80 m, lungime L=2,50 m și adîncime necesară $\overline{H}$=12,0 m.

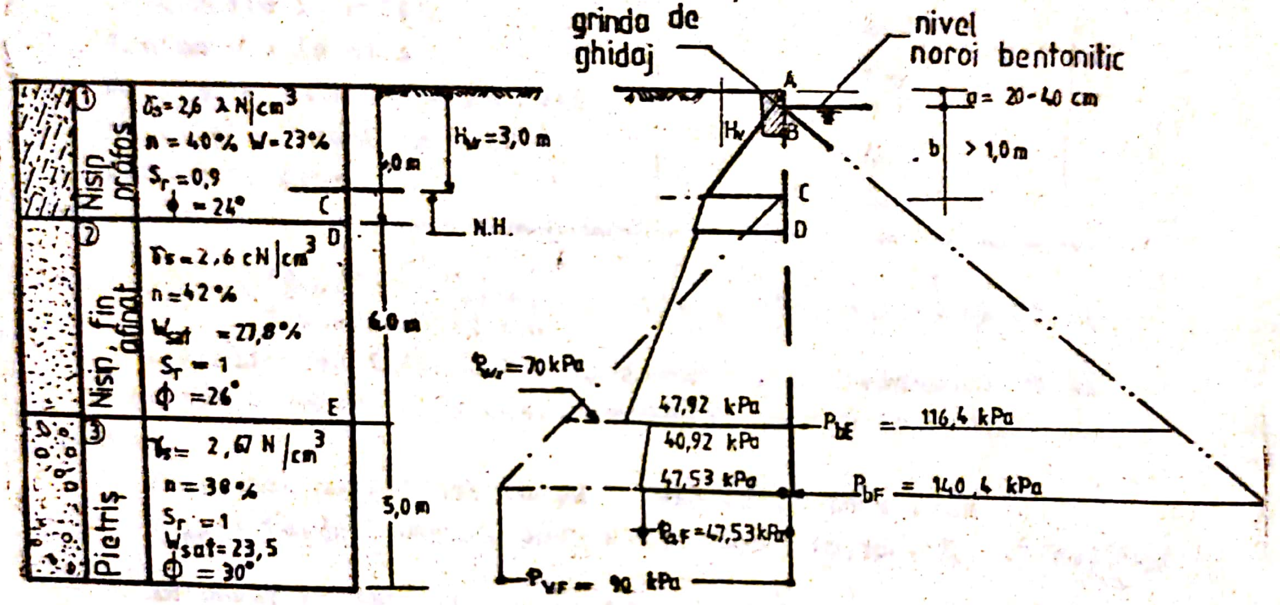


Fig.6.1

Rezolvare.

Soluționarea problemei se va parcurge în două ipoteze și anume :

a. Ipoteza extinderii panoului pe o lungime nefinită, caz în care teoria Nash și Jones este admisă pentru verificarea stabilității tranșeii.

b. Ipoteza extinderii panoului la lungimea lui reală, caz în care se va ține cont de efectul de margine.

a. In acest caz condiția de stabilitate este pusă sub forma $p_w + p_a < p_b$, unde: p_w - presiunea hidrostatică a apei; p_a - presiunea activă a pămîntului; p_b - presiunea hidrostatică a noroiului bentonitic.

In scopul alegerii greutății specifice a noroiului bentonitic γ_b se poate pleca de la relația $\gamma_b \cong C_s \cdot \gamma \cdot K_a$ unde C_s reprezintă un coeficient de siguranță egal cu 1,5; γ și K_a semnifică greutatea volumică și coeficientul de împingere activă ale stratului ce impun valoarea maximă a lui γ_b.

Aplicînd relația pentru cele trei straturi de pămînt vom avea :

- pentru stratul 1

$$\gamma_b = 1,3 \cdot 2,6\ (1-0,4)(1+0,23) \cdot tg^2(45-\frac{24}{2}) = 1,5 \cdot 1,92 \cdot 0,42 = 1,20\ cN/cm^3 = 12,0\ kN/m^3$$

- pentru stratul 2

$$\gamma_b = 1,5\ 2,6\ (1-0,42)(1+0,278)\ \ tg^2(45-\frac{26}{2}) = 1,5\ 1,927\ 0,29 = 1,127\ cN/cm^3 = 11,27\ kN/m^3$$

- pentru stratul 3

$$\gamma_b = 1,5 \cdot 2,6\ (1-0,38)(1+0,235) \cdot tg^2(45-\frac{30}{2}) = 1,5 \cdot 1,990 \cdot 0,33 = 0,985\ cN/cm^3 = 9,85\ kN/m^3$$

Calculul indică că noroiul bentonitic trebuie preparat la greutate specifică $\gamma_b = 12,0\ kN/m^3$.

Procedînd la evaluarea împingerii active vom obține :

$$p_{aA} = 0$$

$$p_{aB} = a\ \gamma_1\ K_{a1} = 0,3 \times 19,2 \times 0,42 = 2,419\ kPa$$

$$p_{aC} = H_w \gamma_1\ K_{a1} = 3 \times 19,2 \times 0,42 = 24,192\ kPa$$

$$p_{aD1} = H_w\ \gamma_1\ K_{a1} + (H_1 - H_w)\ \gamma_1'\ K_{a1} = 3 \times 19,2 \times 0,42 + (4,0 - 3,0)\ 9,6\ 0,42 = 28,224\ kPa$$

$$p_{aD2} = \left[H_w\ \gamma_1 + (H_1 - H_w)\ \gamma_1'\right] K_{a2} = \left[3 \times 19,2 + (4-3)\ 9,6\right] 0,39 = 26,208\ kPa$$

$$p_{aE2} = p_{aD2} + H_2\ \gamma_2'\ K_{a2} = 26,208 + 6 \times 9,28 \times 0,39 = 47,923\ kPa$$

$$p_{aE3} = \left[H_w\ \gamma_1 + (H_1 - H_w)\ \gamma_1' + H_2\ \gamma_2'\right] K_{a3} = \left[3 \times 19,2 + (4-3)\ 9,6 + 6 \times 9,28\right] 0,33 = 40,92\ kPa$$

$$p_{aF} = p_{aE3} + \left[H - (H_1 + H_2)\right] \gamma_3'\ K_{a3} = 40,92 + 2 \times 9,92 \times 0,333 = 47,53\ kPa$$

Urmărind diagramele de variație ale presiunilor pe adîncimea de excavare a tranșeii se observă că stabilitatea este practic asigurată, situația cea mai defavorabilă constituind-o zona punctului E unde suma presiunilor de dezechilibru $(p_{wE} + p_{aE2}) = 117,92$ kPa, depășește cu puțin presiunea noroiului $p_{bE} = 116,4$ kPa. Ridicarea nivelului noroiului în tranșee cu 10 cm ar modifica pre-

Scanned with OKEN Scanner

siunea acestuia la valoarea necesară unui echilibru la limită.

b. Considerarea efectului de boltă, prin descărcarea unei cote parte din greutate în zonele marginale ale panoului, are ca rezultat modificarea împingerii active, presiunea apei şi a noroiului bentonitic urmînd aceleaşi legi de variaţie. In această situaţie pentru un teren omogen împingerea activă unitară la adîncimea z este dată de relaţia :

$$p_a = \frac{\gamma L}{\sin 2\phi}\left[1 - e^{-\sin 2\phi \frac{z}{L}}\right] K_a$$

O posibilitate de utilizare a acestei relaţii, pentru datele concrete ale problemei, ar constitui-o definirea unor valori medii ponderate ale caracteristicilor în raport cu grosimile straturilor ce intervin pe adîncimea de excavaţie după cum urmează :

$$\gamma = \bar{\gamma} = \frac{19,2\cdot3 + 9,6\cdot1 + 9,28\cdot6 + 2\cdot9,92}{12} = 11,89\ kN/m^3$$

$$\phi = \frac{24^0 \cdot 4 + 26^0 \cdot 6 + 2 \cdot 30^0}{12} = 26^0\ ;\ K_a = tg^2(45 - \frac{26}{2}) = 0,390$$

Ţinînd cont că L=2,50 m, prin aplicarea relaţiei rezultă:

$z=0 \rightarrow p_{aA} = 0$

$$z=1,0\ m \rightarrow p_{a1} = \frac{11,89\cdot2,50}{\sin 52}\left(1 - 2,718^{-\sin 52 \cdot \frac{1}{2,50}}\right)0,39 = 3,98\ kPa$$

$$z=3,0\ m \rightarrow p_{aC} = 37,73\left(1 - 2,718^{-0,7880\frac{3}{2,5}}\right)0,39 = 8,996\ kPa$$

$$z=4,0\ m \rightarrow p_{aD} = 37,72\left(1 - 2,718^{-0,788\frac{4}{2,5}}\right)0,39 = 10,541\ kPa$$

$$z=10,0\ m \rightarrow p_{aE} = 37,72\left(1 - 2,718^{-0,788\frac{10}{2,50}}\right)0,39 = 14,08\ kPa$$

$$z=12,0\ m \rightarrow p_{aF} = 37,72\left(1 - 2,718^{-0,788\frac{12}{2,50}}\right)0,39 = 14,37\ kPa$$

Valoarea maximă a împingerii active se obţine pentru $z \rightarrow \infty$ şi este $p_{a\infty} = 14,71$ kPa. Diagrama de variaţie a împingerii şi a presiunii hidrostatice pentru apa şi noroiul bentonitic sînt date în fig.6.2.

Se constată că la adîncimea maximă a săpăturii H = 12,0 m forțele de dezechilibru și stabilitate sînt :

$p_w + p_a = 90 + 14,37 = 104,37$

și respectiv $p_b = 140,4$ kPa.

In aceste condiții coeficientul de stabilitate al pereților tranșeii prezintă valoarea de 1,345.

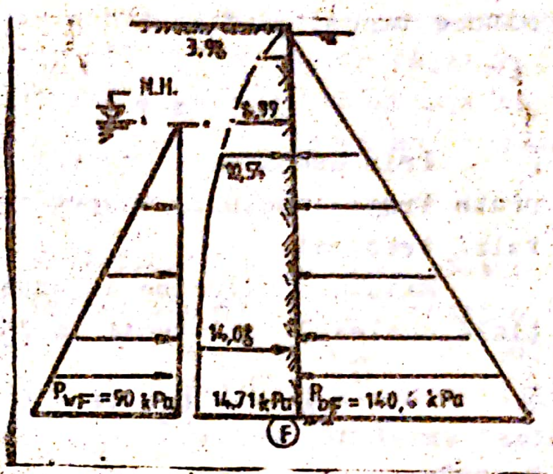


Fig.6.2

6.2. Să se determine adîncimea teoretică maximă pe care tranșeea unui perete turnat în teren o poate atinge știind că :

- execuția este practicată într-un pămînt saturat, pur coeziv, avînd : $\emptyset=0$, $c_u = 35$ kPa , $\gamma_{sat} = 20$ kN/m^3 ;
- noroiul bentonitic utilizat pe durata excavației prezintă greutatea specifică $\gamma_b = 11$ kN/m^3.

Rezolvare

Soluționarea problemei este parcursă în condițiile ipotezei plane și a stabilității de scurtă durată.

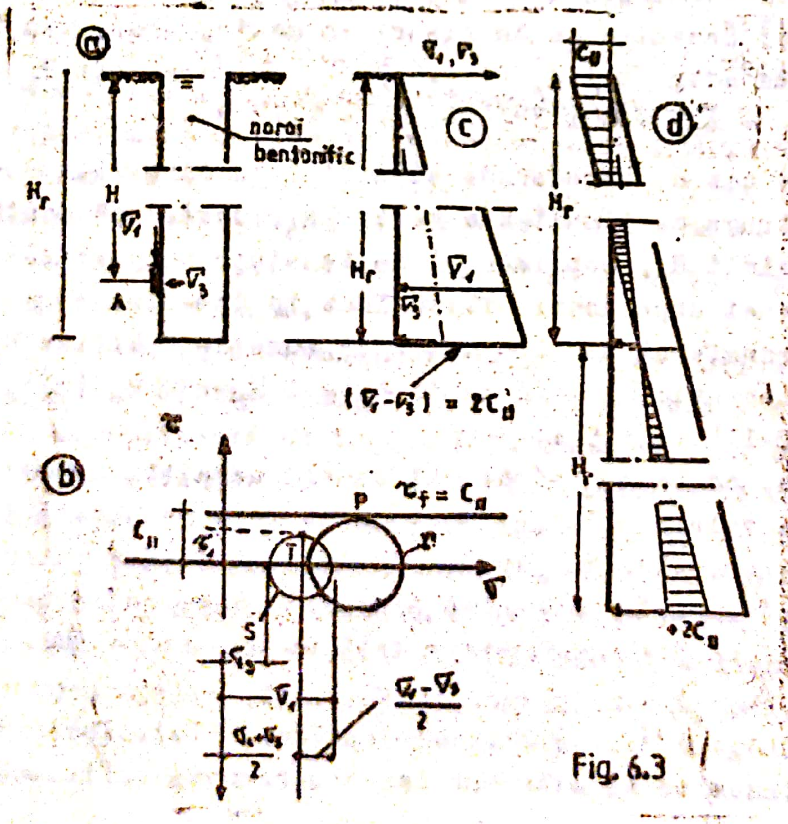


Fig. 6.3

Intr-un punct A situat la adîncimea H în raport cu suprafața terenului și aparținînd peretelui tranșeii fig.6.3.a, tensiunile verticale și orizontale sînt tensiuni principale și prezintă valorile :

$\sigma_1 = \gamma_{sat}$ H - greutatea coloanei de pămînt;

$\sigma_3 = \gamma_b$ H - presiunea hidrostatică a noroiului bentonitic.

Pe baza tensiunilor principale se poate analiza starea de tensiuni din punctul A, fig.6.3.b, interesînd în mod deosebit tensiunea tangențială maximă a cărei valoare este :

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Prin compararea acesteia cu rezistența pămîntului $\tau_f = c_u$ se poate trage concluzia asupra condițiilor de stabilitate ale peretelui tranșeii.

Există o adîncime de excavare H_r la care tensiunea tangențială egalează rezistența la forfecare, astfel că :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c_u \quad \text{sau} \quad (\gamma_{sat} - \gamma_b)\, H_r = 2\, c_u$$

de unde:

$$H_r = \frac{2\, c_u}{\gamma_{sat} - \gamma_b}$$

Atingerea prin excavație a adîncimii H_r, echivalentă cu aducerea în condiții de echilibru limită sau plasticizare se traduce prin apariția și dezvoltarea unor deformații în masiv. Adîncimea teoretică maximă H_m este funcție de modul de deformare și efectul acesteia asupra masivului. In acest sens două cazuri extreme pot fi considerate :

a. Un prim caz corespunde situației în care deformarea conduce la apariția și dezvoltarea de fisuri în masiv, observate imediat după atingerea adîncimii H_r (fig.6.3.c). In acest caz $H_m = H_r = 2\, c_u/(\gamma_{sat} - \gamma_b) = 2 \times 35/(20-11) = 7{,}78$ m.

b. Al doilea caz ar corespunde situației în care prin deformare nu se distruge continuitatea masivului, astfel că odată cu depășirea adîncimii H_r, suplimentul de tensiune tangențială este transferat zonei superioare aflată încă în domeniul elastic, fig. .3.d. Dacă transferul are loc întregii zone de înălțime H_r, atunci adîncimea teoretică maximă va fi $H_m = 2\, H_r = 4\, c_u/(\gamma_{sat} - \gamma_b) = 4 \times 35/(20-11) = 15{,}5$ m.

In realitate, adîncimea săpăturii pentru pereții turnați în teren poate atinge valori mult mai mari decît cele rezultate din calcul. Execuția tranșeilor în panouri de lungimi finite introduce efectul de descărcare în marginile panoului, ceea ce determină creșterea adîncimii maxime de excavare față de cea teoretică.

Problema 6.3.

Să se stabilească fişa unui perete turnat în teren acceptat ca soluţie de susţinere în practicarea lucrărilor de săpătură, în vecinătatea unei construcţii existente, fig.6.4. Adîncimea săpăturii este de H_e = 3,70 m şi este realizată în teren cu caracteristicile date în fig.6.4.

Rezolvare.

Datorită înălţimii reduse a săpăturii se optează pentru un perete care să lucreze liber la partea superioară şi încastrat la partea inferioară.

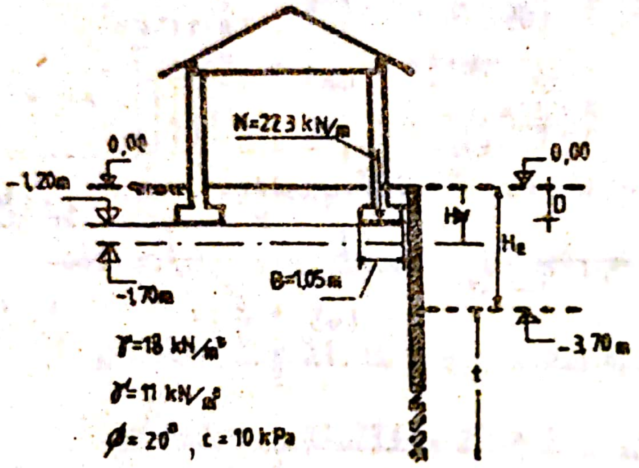


Fig. 6.4

Prezenţa construcţiei impune limitarea deplasărilor peretelui la partea superioară pentru a evitarea degradării acesteia. In cazul unor deplasări nule s-ar impune determinarea acţiunilor în condiţiile stării de repaos. Acceptînd că modul real de lucru al peretelui introduce deplasări, o limitare a acestora ar fi posibilă prin considerarea în calcul a presiunii active cu valori maxime şi a rezistenţei pasive cu valori minime. Acest lucru sugerează ideea evaluării lor în condiţiile teoriei Rankine ce neglijează frecările între perete şi pămînt, care în realitate, se manifestă cu valori destul de mari, ţinînd cont că, prin execuţie, peretele rezultă cu o suprafaţă rugoasă.

Pentru determinarea împingerilor active şi pasive, a diferenţelor dintre acestea şi a rezultantelor, situaţia reală poate fi schematizată ca în fig.6.5. Suprasarcina existentă la nivelul cotei de fundare se va trata cu distribuţie pe extindere mare pentru q şi locală, pe lăţimea fundaţiei B, pentru diferenţa p-q.

Impingerea activă unitară, determinată de suprasarcina $p-q = \bar{q}$, se consideră cu distribuţie uniformă pe zona din perete ce vine în contact cu prisma de pămînt delimitată de planul de rupere activă (fig.6.5) şi care prezintă înălţimea $\bar{z}=B\ tg(45+\frac{\phi}{2})$.
Pentru datele problemei rezultă $\bar{z}=1,05\ m\ tg(45+\frac{20}{2}) = 1,50$ m.
Neglijînd greutatea penei dar care se va considera ulterior cînd

semiplanul este încărcat cu suprasarcina q, conform criteriului de rupere Mohr-Coulomb, în cazul ruperii active, este valabilă relația :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\bar{q}}{p_{a\bar{q}}} = tg^2(45 + \frac{\phi}{2}) \Rightarrow p_{a\bar{q}} = \bar{q}\ tg^2(45 - \frac{\phi}{2}) = \bar{q}\ K_a$$

Rezultă :

$$p_{a\bar{q}} = 190,8\ tg^2(45 - \frac{20}{2}) = 190,8\ 0,490 = 93,55\ kPa$$

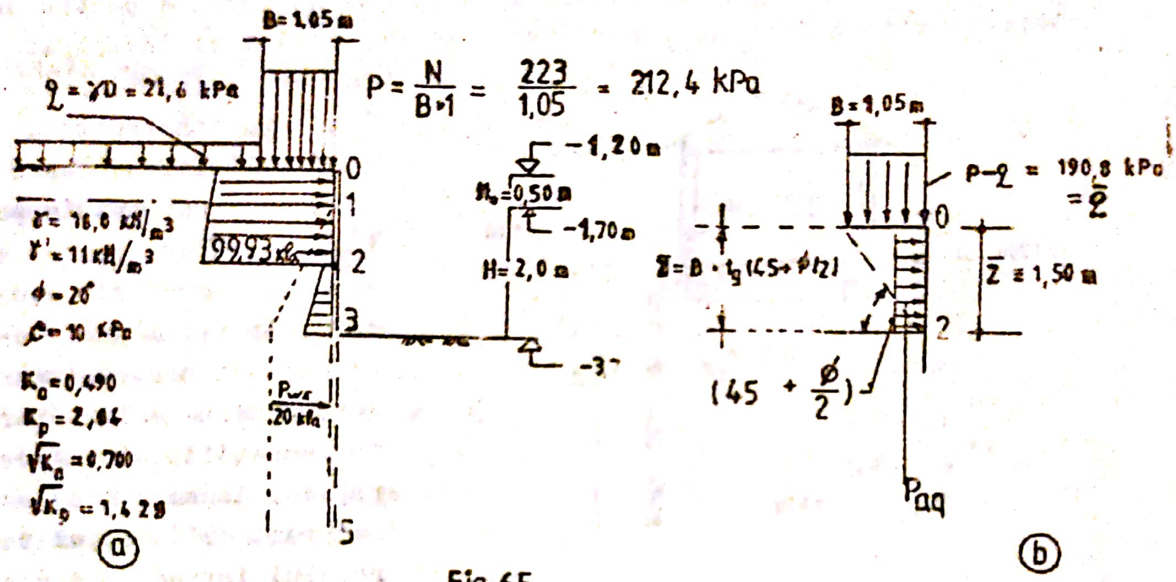


Fig.65

Luînd în discuție situația de încărcare a terenului cu suprasarcina q distribuită uniform pe semiplan, ne situăm în condițiile unor probleme curente de calcul ale împingerii pămîntului: Pentru diferite puncte aparținînd peretelui vom avea :

punctul 0

$$p^*_{a0} = q\ tg^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2\ c\ tg(45 - \phi/2) = 21,6 * tg^2(45 - \frac{20}{2}) -$$

$$- 2 * 10 * tg(45 - \frac{20}{2}) = 21,6 * 0,490 - 20 * 0,700 =$$

$$= - 3,416\ kPa$$

punctul 1 cu poziție superioară (s) și inferioară (j)

$$p^*_{a1s} = p^*_{a1j} = (q + H_0\gamma)\ K_a - 2\ c\sqrt{K_a} = (21,6 + 18 * 0,5) *$$

$$* 0,49 - 2\ 10 * 0,700 = 0,994\ kPa$$

punctul 2

$$p^*_{a2} = [q + H_0\gamma + (\bar{z} - H_0)\ \gamma']\ K_a - 2\ c\sqrt{K_a} =$$

$$= [21,6 + 0,5 * 18 + (1,5-0,5)\ 11]\ 0,49 - 2 * 10 *$$

$\times 0{,}70 = 6{,}384$ kPa

punctul 3

$$p^{*}_{a3} = (q + H_o\gamma + H\gamma')\,K_a - 2c\sqrt{K_a} = (21{,}6 + 0{,}5 \times 18 +$$
$$+ 2 \times 11)\;0{,}490 + 2 \times 10 \times 0{,}7 = 11{,}774 \text{ kPa}$$

. Prin suprapunerea efectelor, împingerile active unitare pe zona capătului liber vor fi :

$$p_{a0} = p^{*}_{a0} + p_{a\bar{q}} = -3{,}416 + 93{,}55 = 90{,}13 \text{ kPa}$$
$$p_{a1} = p^{*}_{a1} + p_{a\bar{q}} = 0{,}994 + 93{,}55 = 94{,}54 \text{ kPa}$$
$$p_{a2} = p^{*}_{a2} + p_{a\bar{q}} = 6{,}384 + 93{,}55 = 99{,}93 \text{ kPa}$$

$p_{a3} + p^{*}_{a3} = 11{,}774$ kPa - punctul 3 fiind situat la o adîncime mai mare ca Z.

Calculînd rezultanta acțiunilor, împingere activă și apă, vom avea :

$$R = \frac{90{,}13 + 94{,}54}{2} \times 0{,}5 + \frac{94{,}54 + 99{,}93}{2} \times 1{,}0 +$$
$$+ 1{,}0 \times \frac{6{,}384 + 11{,}774}{2} + \frac{20 \times 2}{2} = 46{,}17 + 97{,}23 + 9{,}08 + 20 =$$
$$= 172{,}48 \text{ kN}$$

Prin scrierea momentului în raport cu un punct oarecare obținem poziția rezultantei. Spre exemplu, în raport cu punctul 3, vom avea :

$$M = 90{,}13 \times 0{,}5(0{,}25+2{,}0) + \frac{(94{,}54-90{,}13) \times 0{,}5}{2}\left(\frac{0{,}5}{3} + 2\right) +$$
$$+ 94{,}54 \times 1(0{,}5+1) + \frac{(99{,}93-94{,}54)}{2} \times 1\left(\frac{1}{3} + 1\right) + 6.384 \times$$
$$\times 1 \times \frac{1}{2} + \frac{(11{,}774-6{,}384)}{2} \times 1 \times \frac{1}{3} + \frac{20 \times 2}{2} \times \frac{2}{3} =$$
$$= 172{,}48\,d \quad \text{sau} \quad 266{,}61 = 172{,}48\,d \quad \text{și} \quad d = 1{,}546 \text{ m}$$

Pentru zona situată sub limita săpăturii calculul împingerii active și pasive, ținînd cont de mobilizarea lor funcție de sensul de deplasare al peretelui, echivalează prezența suprasarcinii q și a greutății pămîntului, pentru partea din stînga peretelui, cu suprasarcina $q^{*} = q + H_o\gamma + H\gamma' = 21{,}6 + 0{,}5 \times 18 + 2 \times 11 = 52{,}6$ kPa.

In punctul 3 diferența dintre împingerea pasivă, lucrînd pe partea din dreapta a peretelui și cea activă, ce apare pe partea

stîngă, va fi :

$$\Delta p_3 = 2\,c\,\overline{K_p} - (q^* K_a - 2\,c\sqrt{K_a}) = 2 \times 10 \times tg(45+\frac{20}{2}) -$$

$$-(52{,}6 \times 0{,}49 - 2 \times 10 \times 0{,}70) = 20 \times 1{,}428 -$$

$$-11{,}774 = 28{,}56 - 11{,}774 = 16{,}788 \text{ kPa}$$

In punctul B situat la adîncimea t sub nivelul săpăturii, prin rotirea peretelui în jurul unui punct O aflat în zona 3-B, mobilizarea presiunii pasive are loc pe partea stîngă şi a celei active pe partea dreaptă. In aceste condiţii diferenţa dintre presiuni la cota punctului B va fi :

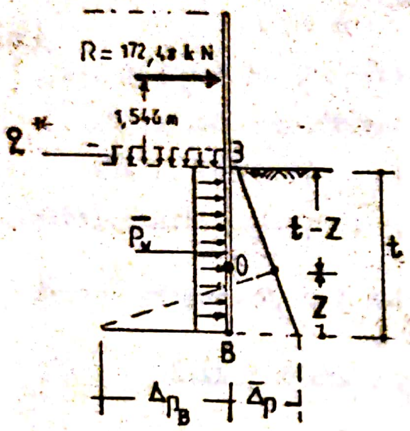


fig. 6.6

$$\Delta p_B = (q^* + \gamma' t)\,K_p + 2c\sqrt{K_p} - (\gamma' t\,K_a - 2\,c\sqrt{K_a}) =$$

$$= 52{,}6 \cdot 2{,}04 + 22{,}44\,t + 2 \times 10 \times 1{,}428 - 5{,}39\,t + 2 \times 10 \times 0{,}70 = 149{,}864 + 17{,}05\,t$$

Dacă se evaluează diferenţa de presiune $\overline{\Delta}p$ cu relaţia :

$$\overline{\Delta}p = \gamma'(K_p - K_a)t - q^* K_a + 2\,c(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}),$$

rezultă : $\overline{\Delta}p = 17{,}05\,t + 16{,}786$

Dacă se procedează la scrierea ecuaţiei de echilibru după orizontală, se obţine pentru z următoarea expresie :

$$z = \frac{17{,}05\,t^2 - 6{,}426\,t - 344{,}96}{166{,}65 + 34{,}1\,t}$$

Echilibrul de moment în raport cu punctul B furnizează ecuaţia de determinare a fişei :

$$t^4 + 9{,}3972\,t^3 - 86{,}595\,t^2 - 796{,}17\,t - 1326{,}51 = 0$$

care pentru t = 9,55 m admite una din soluţii. Admiţînd un coeficient de siguranţă de 1,2 se va alege fişa, cu valoarea de 11,5o m.

O cale mai simplă de evaluare a fişei ar consta în considerarea schemei de repartiţie a presiunilor conform fig.6.7. Prin însumarea acţiunilor şi a rezistenţei pasive numai pe zona situată

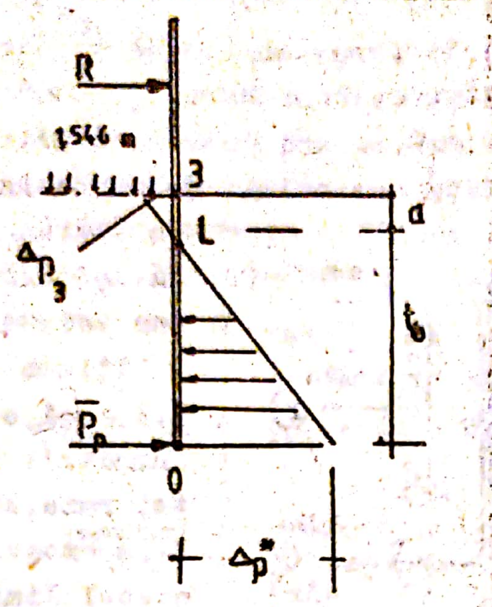


Fig. 6.7

deasupra punctului de rotire și înlocuirea reacțiunii pasive pe zona situată sub acesta cu necunoscute $\overline{P}_p$, ecuația de moment în raport cu 0 conduce la :

$$R(1,546 + a + t_0) + \frac{\Delta p_3\ a}{2}\left(t_0 + \frac{2}{3}a\right) - \frac{\Delta p^*\ t_0}{2} \cdot \frac{1}{3}\,t_0 = 0$$

în care :

$$\Delta p_3 = p_w + p_{a3} - p_{p3} = 20 + 11,774 - 2x10\ 1,428 = 3,214\ kPa;$$

a = 0,20 m, rezultă, din condiția $p_w + p_{aL} = p_{pL}$:

$$20 + (52,6\ 0,49 + 11 \cdot 0,490 \cdot a - 2 \cdot 10 \cdot 0,700)$$
$$= 11 \cdot 2,04 \cdot a + 2 \cdot 10 \cdot 1,428$$

$$\Delta p^* = \gamma' K_p(t_0 + a) + 2\,c\sqrt{K_p} - p_w - \left\{\left[q^* + \gamma'(t_0 + a)\right] K_a - 2\,c\sqrt{K_a}\right\} = 11 \cdot 2,04\ (t_0 + 0,2) + 2 \cdot 10 \cdot 1,428 - 20 -$$
$$- 52,6 \cdot 0,49 - 11 \cdot 0,49\ (t_0 + 0,2) + 2 \cdot 10 \cdot 0,70 =$$
$$= (t_0 + 0,2) \cdot 17,05 - 3,214 = 17,05\ t_0 - 0,196$$

Revenind la ecuația de moment vom avea :

$$172,48\ (1,546 + 0,2 + t_0) + \frac{3,214 \cdot 0,2}{2}\left(t_0 + \frac{2 \cdot 0,2}{3}\right) -$$
$$- \frac{(17,05\ t_0 - 0,196)\ t_0^2}{6} = 0$$

$$- 2,4816\ t_0^3 + 0,03266\ t_0^2 + 172,80\ t_0 + 301,192 = 0$$

Rezultă prin rezolvare : t_0 = 9,1 m.

Admițînd o sporire a valorii t_0 cu 20%, va rezulta pentru fișa peretelui : $t = a + 1,2\ t_0 = 0,2 + 1,2 \cdot 9,1 = 11,10$ m.

Cele două căi de stabilire a fișei conduc la valori apropiate. O cale de reducere a fișei este posibilă prin îmbunătățirea zonală a terenului aflat sub limita săpăturii, așa cum se consideră în exemplul următor.

Scanned with OKEN Scanner

Problema 6.4.

Calculul unui perete turnat în teren, cu rol de susţinere.

În acest sens se are în vedere coloana stratigrafică şi caracteristicile pămînturilor din fig.6.8. Apa subterană este situată la -4,0 m în raport cu suprafaţa terenului. Prin realizarea

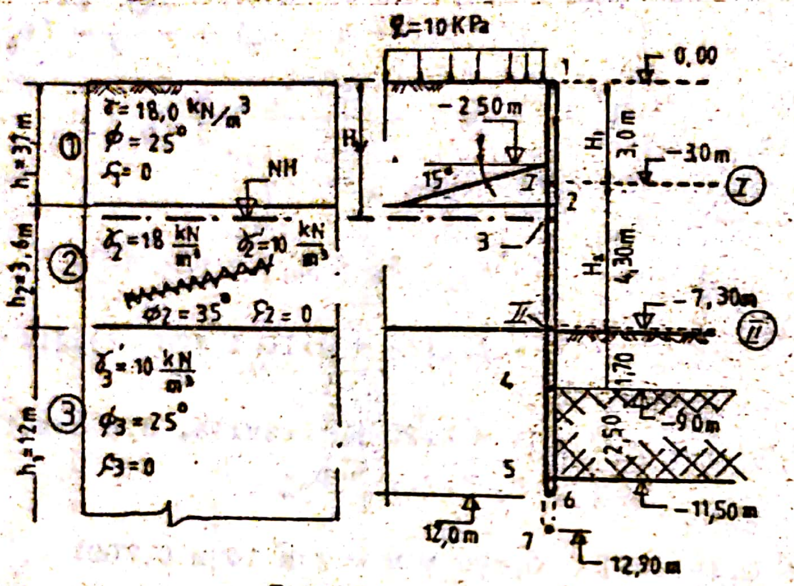


Fig. 6.8

peretelui se urmăreşte susţinerea terenului pe înălţimea de 7,3 m şi evitarea inundării incintei rezultate prin excavare. In scopul limitării extinderii în adîncime a peretelui s-a optat pentru realizarea unui orizont de ancoraje situat la -2,50 m în raport cu suprafaţa terenului şi a unei zone injectate, între cotele -9 şi -11,50, pentru a se evita ridicarea fundului săpăturii prin evacuarea apei.

Caracteristicile zonei injectate sînt : $\gamma' = 10$ kN/m^3, $\emptyset$=0, c = 100 kPa.

Tehnologic apare ca necesară următoarea succesiune : realizarea peretelui pe întreaga adîncime, excavarea incintei pînă la cota -3,0 m (nivelul marcat cu I-I, fig.6.8), realizarea ancorajelor şi pretensionarea lor, continuarea excavaţiei pînă la cota -7,30 m (limita marcată cu II-II, fig.6.8).

Rezolvare.

Ţinînd cont de rolul peretelui, calculul vizează stabilirea diagramelor de eforturi secţionale M, T, a forţei ce solicită ancorajul, pe timpul excavaţiei şi după finalizarea acesteia. Două situaţii distincte de lucru ale peretelui rezultă din etapizarea preconizată pentru realizarea excavaţiei şi a orizontului de ancoraje.

Cazul a. - excavare pînă la nivelul I.

In acest caz peretele lucrează liber la partea superioară şi încastrat în teren. Calculul vizează numai determinarea diagramelor de moment M şi forţă tăietoare T ce servesc în dimensio-

narea secțiunii peretelui realizat din beton armat. Dat fiind extinderea în adîncime a peretelui, impusă de calculul corespunzător situației definitive, problema fișei, în acest caz, nu se ia în discuție. Pentru stabilirea diagramelor M și T se parcurg următoarele faze de calcul:

1. Determinarea împingerilor active și pasive, determinarea diferențelor de presiuni sub limita de excavație.

- punctul 1 $p_{a1} = q\,K_{a1} = 10\,tg^2(45 - \frac{25}{2}) = 10 \cdot 0{,}406 =$
$= 4{,}06$ kPa

- punctul I $p_{aI} = (q + \gamma_1 H_1)\,K_{a1} = (10 + 18{,}0 \times 3{,}0) \times$
$\times\, 0{,}406 = 25{,}98$ kPa

- punctul 2 ca aparținînd stratului superior

$p_{a2s} = (q + \gamma_1 h_1)K_{a1} = (10 + 18{,}0 \times 3{,}70) \times$
$\times\, 0{,}406 = 31{,}10$ kPa

$p_{p2s} = (h_1 - H_1)\,\gamma_1\,K_{p1} = (3{,}7 - 3{,}0)\ 18{,}0\ \cdot$
$\cdot\ tg^2\,(45 + \frac{25}{2}) = 0{,}70 \times 18{,}0 \times 2{,}464 =$
$= 31{,}05$ kPa

$\Delta p_{2s} = 31{,}05 - 31{,}10 = 0 \Rightarrow$ că anularea presiunilor active și pasive are loc în dreptul punctului 2, la adîncimea de 0,7 m sub nivelul I-I.

- punctul 2 ca aparținînd stratului de jos

$p_{a2j} = (q + \gamma_1 h_1)\ K_{a2} = (10 + 18{,}0 \times 3{,}70)\ \cdot$
$\cdot\ tg^2(45 - \frac{35}{2}) = 76{,}6 \times 0{,}271 = 20{,}76$ kPa

$p_{p2j} = (h_1 - H_1)\ \gamma_1\ K_{p2} = (3{,}70 - 3{,}0)\ 18{,}0\ \cdot$
$\cdot\ tg^2(45 + \frac{35}{2}) = 0{,}70 \times 18{,}0 \times 3{,}69 =$
$= 46{,}49$ kPa

$\Delta p_{2j} = 46{,}49 - 20{,}76 = 25{,}73$ kPa

- punctul 3 $p_{a3} = [(q + \gamma_1 h_1) + (H_w - h_1)\ \gamma_2]K_{a2} =$
$= [(10 + 18 \times 3{,}7) + (4 - 3{,}70) \cdot 18]\ 0{,}271 =$
$= 22{,}22$ kPa

$p_{p3} = [\,(h_1 - H_1)\gamma_1\ + (H_w - h_1)\ \gamma_2\,]K_{p2} =$
$= [(3{,}7 - 3{,}0)18 + (4 - 3{,}7)\ 18]\,3{,}69 =$
$= 66{,}42$ kPa

$\Delta p_3 = 66{,}42 - 22{,}22 = 44{,}2$ kPa

- punctul II $p_{aII} = p_{a3} + (h_2 - 0{,}3)\, \gamma_2' K_{a2} = 22{,}22 +$
$+ (3{,}6-0{,}3)\ 10 \cdot 0{,}271 = 31{,}143$ kPa

$p_{pII} = p_{p3} + (h_2 - 0{,}3)\, \gamma_2' K_{p2} = 66{,}42 +$
$+ (3{,}6-0{,}3)\ 10 \cdot 3{,}69 = 188{,}19$ kPa

$$\Delta p_{II} = 188{,}19 - 31{,}143 = 157{,}05 \text{ kPa}$$

Diagrama presiunilor ce lucrează pe perete între cota 0,00 şi -7,30 este redată în fig.6.9.

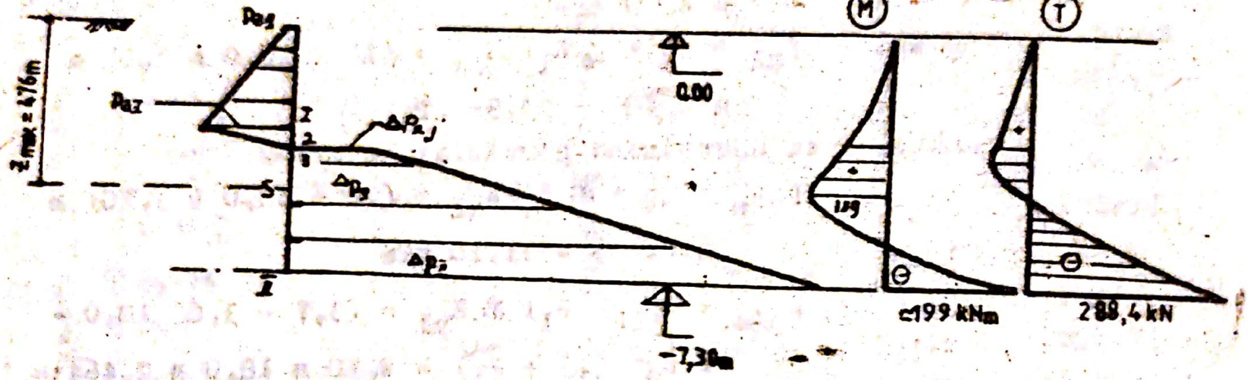


Fig. 6.9

2. Determinarea forţelor tăietoare şi a momentului încovoietor maxim.

- secţiunea I

$$T_I = P_{a_{1-I}} = \frac{p_{a1} + p_{aI}}{2} H_1 = \frac{4{,}06 + 25{,}98}{2} 3{,}0 = 45{,}06 \text{ kN},$$

reprezentînd rezultanta diagramei de presiuni active pe zona 1-I a cărui punct de aplicaţie se găseşte la $z_1 = 1{,}14$ m în raport cu nivelul I-I.

- secţiunea 2

$$T_2 = T_I + P_{a_{I-2}} = 45{,}06 + \frac{25{,}98}{2} 0{,}7 = 45{,}06 + 9{,}093 =$$
$$= 54{,}163 \text{ kN}$$

unde $P_{a_{I-2}}$ reprezintă rezultanta presiunilor pe zona I-2 ce are punctul de aplicaţie la $z_2 = 0{,}47$ m în raport cu punctul 2.

- secţiunea 3

$$T_3 = T_2 - P_{2-3} = 54{,}163 - \frac{25{,}43 + 44{,}2}{2} \cdot 0{,}3 = 54{,}163 -$$
$$- 10{,}49 = 43{,}67 \text{ kN}$$

unde P_{2-3} reprezintă rezultanta presiunilor pe zona 2-3 ce prezintă punctul de aplicaţie la distanţa $z_3 = 0{,}14$ m în raport cu punctul 3.

Scanned with OKEN Scanner

- secţiunea s situată între punctele 3 şi II, la adîncimea z în raport cu punctul 3.

$$T_s = T_3 - \Delta p_3\, z - 0,5\, \frac{(\Delta p_{II} - \Delta p_3)}{(h_2 - 0,3)}\, z^2 = 43,67 -$$

$$- 44,2\, z - 0,5\, \frac{(157,05 - 44,2)\, z^2}{(3,6 - 0,3)} = 43,47 - 44,2\, z\, z -$$

$$- 17,1\, z\, z^2$$

Condiţia : $T_s = 0$ furnizează $z = 0,76$ m.

Condiţia : $z = (h_2 - 0,3)$ dă valoarea forţei tăietoare în punctul II, care rezultă $T_{II} = -288,41$ kN.

Momentul încovoietor maxim apare în secţiunea de forţă tăietoare zero ce se găseşte la $z_{max} = 4,76$ m, în raport cu planul de cota 0,00 şi prezintă valoarea :

$$M_{max} = 45,06\,(1,14 + 1,76) + 9,093\,(0,47 + 1,06) -$$

$$- 10,46\,(0,14 + 0,76) - \frac{44,2 \cdot 0,76^2}{2} - 9,87\, \frac{1}{3}\, 0,76 =$$

$$= 119,90 \text{ kN m}$$

Fig.6.9 redă diagrama de forţă tăietoare şi moment pe zona din perete cuprinsă între nivelul 0,00 şi -7,30 m.

Cazul b. Aducerea săpăturii la cota -7,30 m după realizarea orizontului de ancoraje şi pretensionarea lor.

Pentru calculul împingerilor se acceptă echivalarea mediului stratificat aflat în contact cu peretele pe zona dinspre teren între cota 0,00 şi -11,50 m (punctele 1-5, fig.6.10), după cum urmează :

- pentru zona situată deasupra apei :

$$\bar{\gamma}_1 = \frac{\gamma_1\, h_1 + \gamma_2\, (H_w - h_1)}{H_w} = \frac{18 \cdot 3,7 + 18\,(4 - 3,7)}{4} =$$

$$= 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\phi}_1 = \frac{\phi_1\, h_1 + \phi_2\, (H_w - h_1)}{H_w} = \frac{25 \times 3,7 + 35\,(4 - 3,7)}{4} =$$

$$= 25,75^0$$

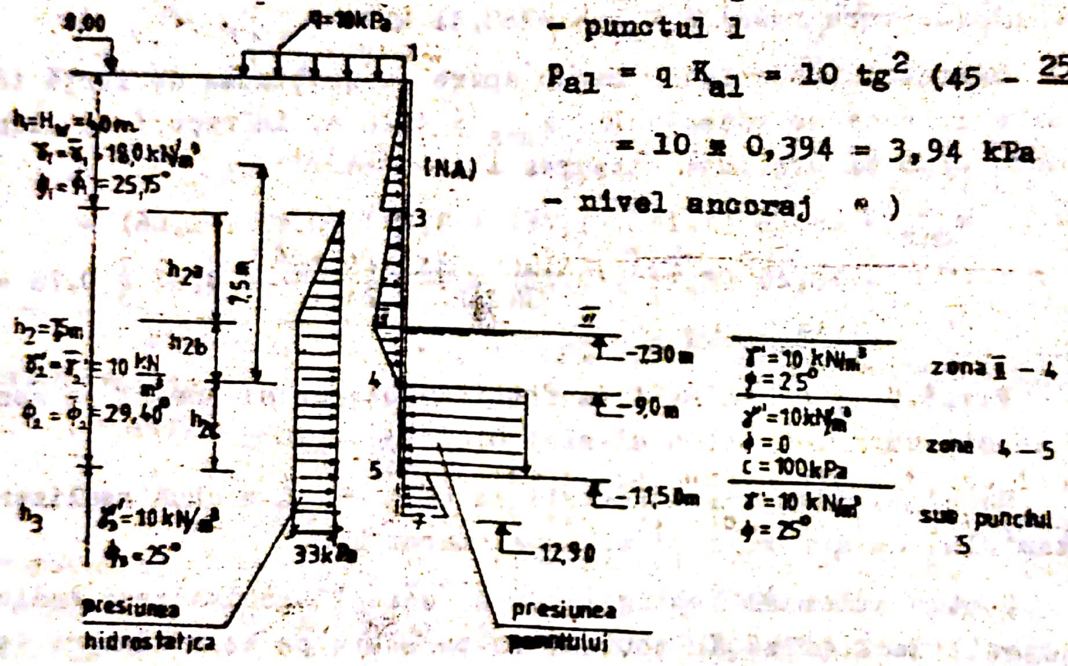
- pentru zona situată sub apă

$$\bar{\gamma}_2' = \frac{3,3 \cdot 10 + 4,20 \cdot 10}{7,5} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\phi}_2 = \frac{3,3 \cdot 35 + 4,20 \cdot 25}{7,5} = 29,40^{\circ}$$

1) Calculul împingerilor, a diferențelor de împingeri, rezultantelor pe diferite zone, puncte de aplicație.

In acest sens se au în vedere caracteristicile și geometria dată în fig.6.10.



- punctul 1

$$p_{a1} = q\, K_{a1} = 10\, tg^2 \left(45 - \frac{25,75}{2}\right)$$

$$= 10 \cdot 0,394 = 3,94 \text{ kPa}$$

- nivel ancoraj *)

Fig.6.10

$$p_{aNA} = (10 + 2,5 \cdot 18)\; 0,394 = 21,67 \text{ kPa}$$

- punctul 3 – aparținînd stratului superior

$$p_{a3s} = (\gamma_1\, h_1 + q)\; K_{a1} = (18 \cdot 4 + 10) \cdot 0,394 = 32,31 \text{ kPa}$$

- punctul 3 – aparținînd stratului inferior

$$p_{a3i} = (\gamma_2\, h_1 + q)\; K_{a2} = (18 \cdot 4 + 10)\; tg^2\left(45 - \frac{29,4}{2}\right) =$$

$$= 82 \cdot 0,342 = 28,05 \text{ kPa}$$

- punctul II

$$p_{aII} = (\gamma_1 h_1 + q + \gamma_2' h_{2a})\; K_{a2} = (18 \cdot 4 + 10 + 10 \cdot 3,3) \cdot$$

$$\cdot 0,342 = 39,33 \text{ kPa}$$

- punctul 4

$$p_{a4} = p_{aII} + \gamma_2' h_{2b} K_{a2} = 39,33 + 10 \cdot 1,70 \cdot 0,342 =$$
$$= 45,15 \text{ kPa}$$

$$p_{p4s} = \gamma' \cdot h_{2b} K_p = 10 \cdot 1,7 \cdot tg^2 (45 + \frac{25}{2}) = 17 \cdot$$
$$\cdot 2,464 = 41,88 \text{ kPa}$$

$$\Delta p_{4s} = 45,15 - 41,88 = 3,26 \text{ kPa}$$

$$p_{p4j} = \gamma' \cdot h_{2b} K_p + 2 c \sqrt{K_p} = 10 \cdot 1,70 \cdot tg^2 (45 - \frac{0}{2}) +$$
$$+2 \cdot 100 \; tg (45 - \frac{0}{2}) = 17 + 200 = 217 \text{ kPa}$$

$$\Delta p_{4j} = 217 - 45,15 = 171,85 \text{ kPa}$$

- punctul 5, aparținînd stratului superior sau inferior

$$p_{a5s} = p_{a4} + h_{2c} \cdot \gamma_2' \cdot K_{a2} = 45,15 + 2,50 \cdot 10 \cdot 0,342 =$$
$$= 53,70 \text{ kPa}$$

$$p_{a5j} = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2' h_2) K_{a3} = (10 + 18 \cdot 4 + 7,5 \cdot$$
$$\cdot 10) \; tg^2 (45 - \frac{25}{2}) = 157 \cdot 0,405 = 63,72 \text{ kPa}$$

$$p_{p5s} = 10 \cdot 4,2 + 2 \cdot 100 = 242 \text{ kPa}$$

$$p_{p5j} = 10 \cdot 4,2 \cdot tg^2 (45 + \frac{25}{2}) = 103,48 \text{ kPa}$$

$$\Delta p_{5s} = 242 - 53,70 = 188,2 \text{ kPa} \; ; \quad \Delta p_{5j} = 103,48 - 63,72 =$$
$$= 39,76 \text{ kPa}$$

- punctul 7, situat la cota -12,90 m

$$p_{a7} = p_{a5j} + (12,90 - 11,50) \gamma_3' = 63,72 + 1,4 \cdot 10 \cdot$$
$$\cdot 0,405 = 69,39 \text{ kPa}$$

$$p_{p7} = p_{p5j} + 1,4 \cdot 10 \cdot 2,464 = 103,48 + 34,49 = 137,98 \text{ kPa}$$

$$\Delta p_7 = 137,98 - 69,39 = 68,59 \text{ kPa}$$

Rezultante și puncte de aplicație ale acestora pe înălțimea peretelui, între cota 0,00 și -12,90 m.

- zona 1-3

$$P_{a_{1-3}} = \frac{3,94 + 32,31}{2} \cdot 4 = 72,5 \text{ kN}$$

$$z_1 = \frac{2 \cdot 3,94 + 32,31}{3,94 + 32,31} \frac{4}{3} = 1,48 \text{ m} , \text{ în raport cu punctul 3}$$

- zona 3-II

$$P \; = \frac{28,05 + 39,33}{} \; 3,3 = 111,18 \text{ kN}$$

$$z_2 = \frac{2 \times 28,05 + 39,33}{28,05 + 39,33} \cdot \frac{3,3}{3} = 1,56 \text{ m}, \text{ în raport cu punctul II}$$

- zona II-4

$$P_{II-4} = \frac{39,33 + 3,26}{2} \times 1,7 = 36,20 \text{ kN}$$

$$z_3 = \frac{2 \times 39,33 + 3,26}{39,33 + 3,26} \times \frac{1,7}{3} = 1,09 \text{ m}, \text{ în raport cu punctul 4}$$

- zona 4-5

$$P_{4-5} = \frac{171,85 + 188,2}{2} \times 2,5 = 450,06 \text{ kN}$$

$$z_4 = \frac{2 \times 171,85 + 188,2}{171,85 + 188,2} \times \frac{2,5}{3} = 1,23 \text{ m}, \text{ în raport cu punctul 5}$$

- zona 5-7

$$P_{5-7} = \frac{39,76 + 68,59}{2} \times 1,4 = 75,84 \text{ kN}$$

$$z_5 = \frac{2 \times 39,76 + 68,59}{39,76 + 68,59} \times \frac{1,4}{3} = 0,64 \text{ m}, \text{ în raport cu punctul 7}$$

2) Forţă tăietoare, moment, tracţiune în ancoraj, definitivarea fişei.

Fişa, definită ca adîncimea din perete situată sub limita excavaţiei (II-II), trebuie să asigure mobilizarea rezistenţei pămîntului astfel ca împreună cu ancorajul să preia acţiunile ce solicită peretele.

Static, subordonat cerinţei de limitare a extinderii în adîncime, peretele, se consideră ancorat la partea superioară şi rezemat la partea inferioară.

Condiţiile ce permit stabilirea forţei ce revine ancorajului şi a fişei sînt furnizate de ecuaţiile de echilibru static, care în acest caz se rezumă la :

a) echilibrul de forţe după orizontală $\sum H=0$;

b) echilibrul de moment în raport cu punctul de ancorare $\sum M=0$.

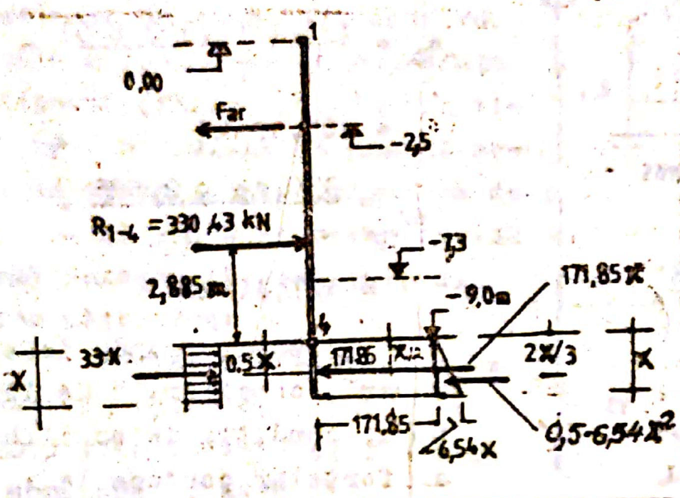
Admiţînd ideea că execuţia peretelui pînă la o adîncime cuprinsă între cotele -9 şi -11,50 ar asigura o fişă suficientă, ecuaţia de moment în raport cu punctul de ancorare permite determinarea mărimii acesteia. In acest sens o posibilitate de rezolvare este parcursă în cele ce urmează.

Se stabileşte rezultanta acţiunilor ce lucrează asupra peretelui pe zona situată între cota 0,00 şi punctul de presiune

nulă (punctul 4 în cazul problemei).

$$R_{1-4} = P_{a_{1-3}} + P_{a_{3-II}} + P_{II-4} + P_{w_{3-4}} = 72,5 + 111,18 +$$
$$+ 36,20 + \frac{1}{2} 33 \times 3,3 + 33 \times 1,7 = 330,43 \text{ kN}$$

Scriind momentul rezultantei şi al forţelor ce o determină în raport cu punctul 4, se determină punctul de aplicaţie al acesteia pe perete :



$$72,5(1,48+5) + 111,12 \cdot (1,56+1,7) + 36,20 \times 1,09 + \frac{1}{2} 33 \times 3,3 \times \left(\frac{1}{3} 3,3 + 1,7\right) + 33 \times 1,7 \times \frac{1,7}{2} = 330,43 \times d$$

$$d = \frac{953,27}{330,43} = 2,885 \text{ m}$$

Fig.6.11

Dacă se au în vedere notaţiile din fig.6.11 , ecuaţia de moment în raport cu punctul de aplicaţie al forţei de ancorare, rezultă :

$$330,43(7,50-2,885) + 33 \times \left(7,50 + \frac{x}{2}\right) - 171,85 \times$$
$$\times \left(7,5 + \frac{x}{2}\right) - \frac{1}{2} 6,54 \; x^2\left(7,5 + \frac{2}{3} x\right) = 0 \;, \quad \text{sau}$$

$$1524,93 + 247,5 \; x + 16,5 \; x^2 - 1288,875 \; x - 85,925 \; x^2 -$$
$$- 24,52 \; x^2 - 2,18 \; x^3 = 0 \;, \quad \text{sau}$$

$$2,18 \; x^3 + 93,945 \; x^2 + 1041,375 \; x - 1524,93 = 0$$

Rezolvînd prin încercări ecuaţia, rezultă că pentru x cuprins între 1,3 m şi 1,35 m se asigură una din rădăcinile ecuaţiei.

Rezultă ca adîncime teoretică de încastrare sub cota -7,30 m valoarea D_o = 1,7 + 1,35 = 3,05 m. Dacă se acceptă o sporire a acesteia cu 20-40%, rezultă pentru D valori de la 3,66 m la 4,27 m.

Ecuaţia de echilibru după orizontală permite determinarea forţei de ancorare F_{ar}.

$$330,43 + 33 \times 1,35 = F_{ar} + 171,85 \times 1,35 + \frac{1}{2} 6,54 \; 1,35^2$$

$$F_{ar} = 137,02 \text{ kN}$$

Dacă s-ar admite că punctul 4 ar coincide cu punctul de moment încovoietor zero, el lucrînd ca o articulaţie, s-ar trata peretele

ca fiind alcătuit din două grinzi static determinate, conform metodei Blum :

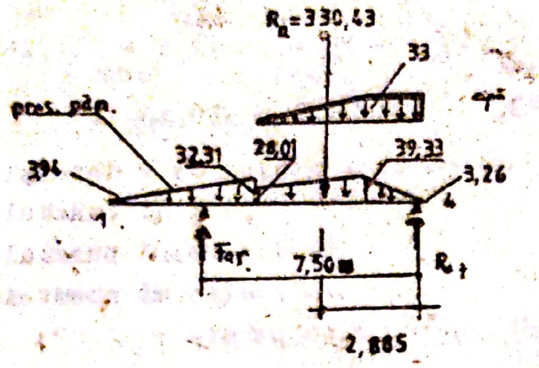


Fig. 6.12

Pentru grinda superioară condiţiile de echilibru static furnizează :

$$R_t = \frac{330,43(7,5-2,885)}{7,5} =$$

$$= 203,32\ kN$$

$$F_{ar} = \frac{330,43 \times 2,885}{7,5} =$$

$$= 127,10\ kN$$

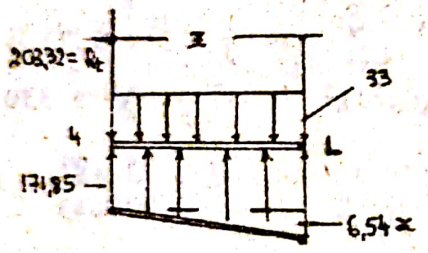


Fig.6.13

Pentru grinda inferioară, considerată de lungime x, condiţia de echilibru al forţelor conduce la :

$$203,32 + 33\ x = 171,85\ x + \frac{1}{2}\,6,54\ x^2$$

$$x^2 + 42,46\ x - 62,17 = 0\ ,$$

cu x = 1,42 m. Condiţia de moment zero în raport cu punctul L impune pentru x valoarea de 2,80 m.

Acceptînd valoarea x = 1,42 m, rezultă fişa teoretică D_t = = 1,7+1,42 = = 3,12 m. Sporirea acesteia cu 20-40% conduce la D=3,75 pînă la 4,37 m. In concluzie se poate limita adîncimea peretelui în jurul cotei de -(11,50...12,0 m).

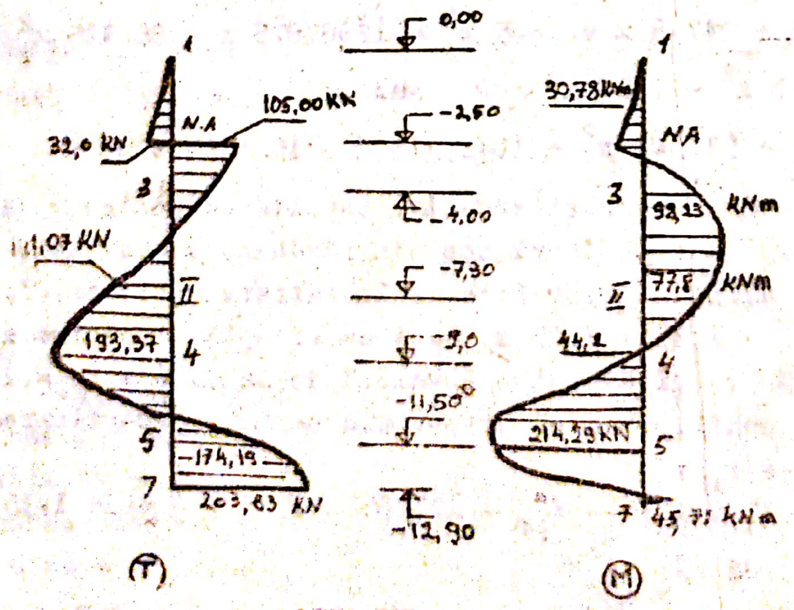


Fig. 6.14

Calculul momentelor şi forţelor tăie-

toare conduce la diagramele din fig.6.14.

Problema 6.5.

Să se analizeze stabilitatea internă şi externă a unui masiv de pămînt armat de înălţime H = 6,0 m, acceptat ca soluţie de susţinere în sistematizarea verticală a unei zone cu suprafaţa înclinată (fig.6.15). Pentru alcătuirea masivului de pămînt armat se preconizează folosirea de :

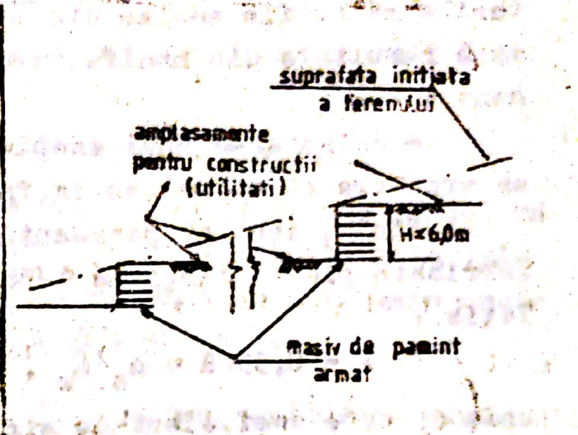


Fig. 6.15

- elemente de parament sub formă hexagonală realizate din beton slab armat ;
- pămînt necoeziv care la punere în operă prezintă γ = 20,5 kN/m^3, ϕ=35^0 şi frecarea cu armătura, f =0,45 ;
- armături realizate din PAS mat cu rezistenţă la întindere de 450 daN/cm^2.

Pămîntul situat în spatele masivului şi sub acesta prezintă următoarele caracteristici cu valori de calcul : γ = 18,8 kN/m^3 , ϕ = 22^0, c = 10 kPa.

Rezolvare .

a) Stabilitatea interna

Acceptînd pentru realizarea paramentului elemente prefabricate hexagonale ce permit pătrunderea a două armături aflate la distanţa verticală ΔH = 60 cm, aranjate conform fig.6.16.a, ar rezulta pe înălţimea masivului un număr de 10 orizonturi de armături. La nivelul fiecărui orizont distanţa dintre armături

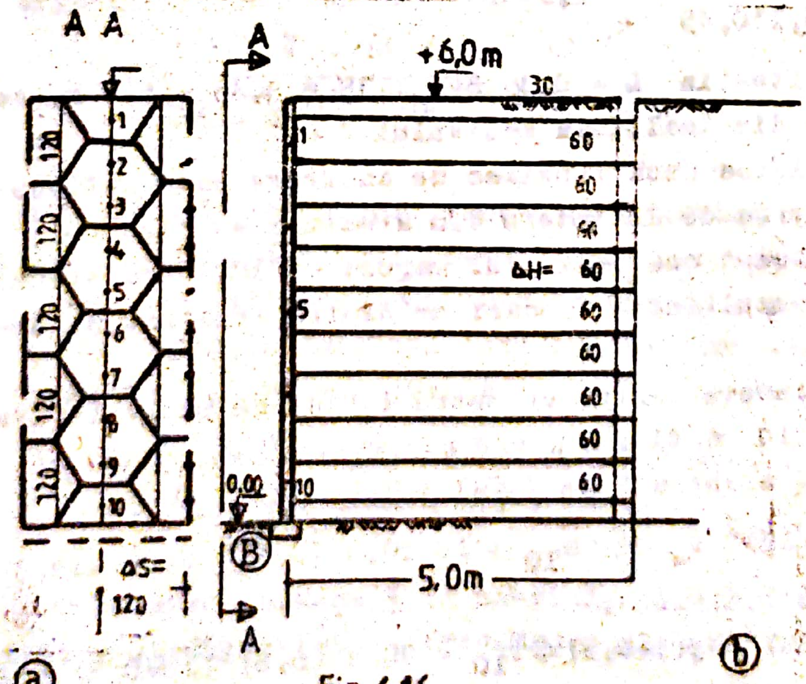


Fig.6.16

rezultă Δs = 120 cm.

Dacă armăturile se realizează sub forma unor fâşii de lăţime b, grosime t şi lungime L, cu aranjarea ΔH şi Δs după verticală şi orizontală, asigurarea stabilităţii interne necesită :

- asigurarea unei lungimi de ancorare, ℓ_a , astfel ca armăturile să nu fie smulse din masiv sub efectul forţelor de întindere rezultate din manifestarea împingerii umpluturii pe parament ;

- asigurarea unei secţiuni transversale suficiente astfel ca armătura să nu cedeze la forţa de întindere.

Ţinînd cont că paramentul este alcătuit din elemente prefabricate plane, lungimea totală a armăturii se calculează cu relaţia :

$$L = 0,35\ H + c_s\ \ell_a ,$$

unde c_s este coeficient de siguranţă la smulgere a armăturii ($c_s \geq 1,2$).

Din condiţia egalităţii forţei de întindere din zona activă a armăturii cu rezultanta frecărilor, armătura-umplutură pe zona pasivă rezultă pentru ℓ_a următoarea relaţie :

$$\ell_a = \frac{K_a\ \Delta H\ \Delta s}{2\ b\ f}$$

Dacă se impune b = 10 cm, cu f = 0,45; $K_a = tg^2(45 - \frac{35}{2}) = 0,27$, H = 0,6 m, s = 1,20 m, rezultă :

$$a = \frac{0,27 \cdot 0,6 \cdot 1,2}{2 \cdot 0,1 \cdot 0,45} = 2,16\ m$$

In această situaţie L = 0,35 6 + 1,35 x 2,43 = 5,0 m, ceea ce reprezintă 0,83 din înălţimea masivului.

Pentru a verifica dacă lungimea de ancorare este suficientă se poate calcula forţa de întindere din armăturile orizontului cel mai solicitat, în acest caz orizontul marcat cu 10, care trebuie să fie inferioară rezultantei frecărilor dintre armătură şi umplutură.

Forţa de întindere pentru un metru liniar de masiv în armăturile orizontului 10 va fi :

- după metoda elaborată de Vidal :

$$\overline{T}_i = i\ \gamma (\Delta H)^2\ K_a \Rightarrow \overline{T}_{10} = 10\ 20,5\ (0,6)^2\ 0,27 = 19,3\ kN/m$$

- după metoda L.C.P.C. :

$$\overline{T}_i = \gamma\ (\Delta H)^2\ K_a (i + 0,5) \Rightarrow \overline{T}_{10} = 20,5\ (0,6)^2 (10 + 0,5)\ 0,27 =$$

= 20,92 kN/m

Ţinînd cont că distanţa dintre armăturile orizontului este de Δs = 1,2 m, va rezulta că forţa de întindere ce solicită o armătură prezintă valoarea :

$T_{10} = 1{,}2 \times \overline{T}_{10}$ sau $T_{10} = 23{,}16$ kN – după metoda Vidal şi $T_{10} = 25{,}10$ kN pentru metoda L.C.P.C.

Forţa de frecare la nivelul armăturilor din orizontul i se poate calcula conform cu relaţia :

$F_i = 2\, b\, \ell_a\, i\, \Delta H\, \gamma\, f$; dacă i = 10, rezultă :

$F_{10} = 2 \times 0{,}1 \times 2{,}9 \times 10 \times 0{,}6 \times 20{,}5 \times 0{,}45 = 32{,}103$ kN

Se observă că smulgerea armăturilor este evitată prin asigurarea unei forţe de frecare superioară celei de întindere-smulgere. Coeficientul de siguranţă la smulgere rezultă :

$$c_s = \frac{F}{T}\ ;\ c_s = \frac{32{,}103}{20{,}92} = 1{,}53$$ – corespunzător metodei

Vidal şi $c_s = \frac{32{,}103}{23{,}16} = 1{,}38$ – dacă metoda L.C.P.C. se ia în consideraţie.

Ţinînd cont de destinaţia masivului de pămînt armat, forţa de împingere dezvoltată de terenul natural, aflat în spatele acestuia, modifică repartiţia tensiunilor verticale la nivelul orizonturilor de armătură. Dacă se admite că tensiunile verticale urmăresc o repartiţie tip Mayernof, forţa de tracţiune în armăturile unui orizont aflat la distanţa h faţă de coronamentul masivului, ar trebui calculată cu relaţia :

$$T = \frac{K_a\, \gamma\, h\, \Delta H\, \Delta s}{1 - \frac{1}{3}\frac{\overline{\gamma}}{\gamma}\overline{K}_a \left(\frac{h}{L}\right)^2}$$

în care: $\overline{\gamma}$, $\overline{K}_a$ reprezintă greutatea volumică şi respectiv coeficientul împingerii active pentru terenul natural aflat în spatele masivului, cu valorile $\overline{\gamma} = 18{,}8$ kN/m^3; $\overline{K}_a = tg^2(45 - \frac{22}{2}) = 0{,}455$.

Dacă relaţia este aplicată armăturilor din orizontul 10, pentru care h = 5,7 m, vom avea :

$$T = \frac{0{,}27 \times 20{,}5 \times 5{,}7 \times 0{,}6 \times 1{,}2}{1 - \frac{1}{3} \times \frac{18{,}8}{20{,}5} \times 0{,}455 \left(\frac{5{,}7}{5}\right)^2} = 27{,}73 \text{ kN}$$

Tensiunea verticală la nivelul orizontului considerat ce determină mărimea forţei de frecare va fi dată de relaţia :

$$\sigma_v = \frac{\gamma \cdot h}{1 - \frac{1}{3}\frac{\overline{\gamma}}{\gamma}\overline{K}_a \left(\frac{h}{L}\right)^2} = \frac{20{,}5\ \ 5{,}7}{1 - \frac{1}{3}\frac{18{,}8}{20{,}5}\, 0{,}455 \left(\frac{5{,}7}{5}\right)^2} = 142{,}63 \text{ kPa}$$

Lungimea redusă a armăturii pe care lucrează σ_v va fi :

$$L' = L - 2e = L - 2 \frac{\bar{\gamma}\, \bar{K}_a\, h^2}{6\, L\, \gamma} = 5 - 2\, \frac{18,8}{20,5}\, \frac{0,455}{5}\, \frac{5,7^2}{6} =$$

$$= 4,1 \text{ m}$$

Dacă se ţine cont de poziţia curbei ce limitează zona activă şi de rezistenţă din masivul de pămînt armat, se apreciază că la nivelul orizontului considerat, lungimea de ancorare este $\ell_a = L' - 0,35\ (H-h) = 4,1 - 0,35\ (6-5,7) = 4,0$ m. Corespunzător acesteia, forţa de frecare va fi :

$$F_{10} = \sigma_v \cdot \ell_a\, 2\, b\, f = 142,63 \times 2 \times 0,1 \times 0,45 \times 4 =$$

$$= 51,346 \text{ kN}$$

Coeficientul de siguranţă la smulgere al armăturilor din orizontul 10 ar rezulta, în acest caz, cu valoarea :

$$c_s = \frac{51,346}{27,73s} = 1,85$$

Pentru evitarea ruperii armăturii, va trebui ca :

$A\, R_t > T$, unde : $A = b\, t$ reprezintă aria secţiunii transversale a armăturii, R_t - rezistenţa la întindere a materialului din care este realizată armătura, T - forţa de întindere din armătură. Pentru orizontul 10, în cazul nostru, va rezulta ca arie necesară $A_n = T_{10}/R_t = 2773/450 = 6,16\ cm^2$. La lăţimea b=10 cm rezultă o grosime minimă de $t = 0,616$ cm. Acceptînd un coeficient de siguranţă la rupere prin întindere cuprins între 2-3 se alege pentru grosimea armăturii $t = 1,5$ cm.

b) Stabilitatea externă

Asigurarea stabilităţii interne impune staisfacerea condiţiilor de siguranţă, specifice elementelor de susţinere de greutate, redate sub forma :

- $c_{sa} = \dfrac{F}{H_o} \geqslant \bar{c}_{sa}$ referitor la alunecare
- $c_{sr} = \dfrac{M_s}{M_r} \geqslant \bar{c}_{sr}$ referitor la răsturnare
- $p_{efmax} \leqslant \alpha\, p_t$ referitor la rezistenţa terenului de fundare şi tasarea acestuia
  $\Delta_{ef} < \Delta$

b.1. Stabilitatea la alunecare presupune evaluarea forţelor ce împiedică (F) şi respectiv determină (H_o) procesul de deplasare al masivului, considerat un corp rigid, la nivelul suprafeţei

de contact cu terenul de fundare. Raportul lor definește coeficientul de siguranță efectiv (c_{sa}) care trebuie să fie superior celui admis ($\bar{c}_{sa}$).

$$H_D = Pa = \frac{1}{2}\bar{\gamma} K_a H^2 = 0,5\ 18,8\ 0,455\ 6^2 = 153,97 \text{ kN/m}$$

$F = \mu\ G$, cu μ = coeficientul de frecare între materialul din masiv și pămîntul din stratul de rezemare ($\mu \leq \text{tg}\ \bar{\phi}$ = = tg 22 = 0,40)

G = greutatea masivului pe metru liniar

$$F = 0,35\ 20,5 \times 6 \times 5 = 215,25$$

$$c_{sa} = \frac{215,25}{153,97} = 1,40 > 1,25 = \bar{c}_{sa}$$

b.2. Stabilitatea la răsturnare impune calculul momentului de stabilitate (M_s) și răsturnare (M_r) în raport cu punctul ce marchează muchia față a bazei masivului (B - fig.6.16).

$$M_s \cong G \times \frac{L}{2} = 20,5 \times 5 \times 6 \times \frac{5}{2} = 1537,5 \text{ kNm/ml}$$

$$M_r = H_D \times \frac{1}{3} H = \frac{1}{2}\bar{\gamma}\ \bar{K}_a\ H^2\ \frac{1}{3} H = \frac{1}{6}\bar{\gamma}\ \bar{K}_a\ H^3 =$$

$$= \frac{1}{6}\ 18,8 \cdot 0,455 \cdot 5^3 = 178,20 \text{ kNm/ml}$$

$$c_{sr} = \frac{1537,5}{178,2} = 8,62 \gg (1,5-2) = \bar{c}_{sr}$$

b.3. Calculul la starea limită de capacitate portantă (S.L.C.P.) a terenului de fundare conform STAS 3300-85

$$p_{cr} = \gamma^* B'\ N_\gamma\ \lambda_\gamma + q\ N_q\ \lambda_q + c\ N_c\ \lambda_c \quad \text{, unde :}$$

- lățimea redusă este :

$$B' = B-2e = 4,0 \text{ m} ; \text{ cu } B = L = 5,0 \text{ m}$$

$$e = \frac{\bar{\gamma}\ \bar{K}_a\ H^2}{6\ L\ \gamma} = \frac{18,8 \cdot 0,455 \cdot 6^2}{6 \cdot 5 \cdot 20,5} = 0,50 \text{ m}$$

- coeficienții de capacitate portantă sînt aproximativ :

$N_\gamma = 2,6$; $N_q = 8,0$; $N_c = 17,0$

- coeficienții de formă : $\lambda_q = \lambda_c = \lambda_\gamma = 1$
- suprasarcina : $q \cong 0$
- coeziunea : c = 10 kPa și greutatea volumică $\gamma^* = 18,8 \text{ kN/m}^3$

$$p_{cr} = 18,8 \times 4 \times 26 + 10 \times 17,0 = 365,52 \text{ kPa}$$

2. Calculul la starea limită de deformaţie (S.L.D.)

$p_{pl} = m\,(\gamma\,B\,N_1 + q\,N_2 + c\,N_3)$, unde :

- lăţimea : $B = L = 5,0$ m ;
- coeficienţii de capacitate portantă sînt :

$N_1 = 0,64$; $N_2 = 3,44$; $N_3 = 6,04$

- suprasarcina minimă : $q \cong 0$
- coeziunea c şi greutatea volumică γ pentru stratul de fundare sînt : $c = 10$ kPa , $\gamma = 18,8$ kN/m^3.
- coeficientul condiţiilor de lucru pentru $I_c > 0,5$, rezultă $m = 1,4$

$$p_{pl} = 1,4\,(0,64\ 5\ 18,8 + 0 + 10 \times 6,04) = 168,78 \text{ kPa}$$

3. Determinarea presiunilor efective

- ipoteza distribuţiei plane a presiunilor reactive :

$$p_{12} = \frac{N}{A}\left(1 \pm \frac{6\,e}{B}\right) \qquad \text{cu} \quad N = G = 20,5 \times 5 \times 6 = 615 \text{ kN}$$

$A = B \times 1 = 5 \times 1 = 5$ m^2

$e = 0,50$ m

$$p_{1,2} = \frac{615}{5}\left(1 \pm \frac{6\ 0,5}{5}\right) \text{ şi } \quad p_1 = p_{efmax} = 196,8 \text{ kPa}$$

$p_2 = 49,2$ kPa

- ipoteza distribuţiei tip Mayerhof

$$p_{ef} = \frac{N}{A'} \qquad \text{cu} \quad N = G = 615 \text{ kN}$$

$A' = B' \times 1 = 4 \times 1 = 4$ m^2

$$p_{ef} = \frac{615}{4} = 153,75 \text{ kPa}$$

4. Criterii de stabilitate ale terenului de fundare

- pentru S.L.D.

$p_{efmax} < \alpha\,p_{pl}$ cu $\alpha = 1,2$ pentru solicitare excentrică pe o singură direcţie

$196,8 < 1,2 \times 168,78 = 202,53$ Pa ⟶ verifică

- pentru S.L.C.P.

$p'_{ef} < m\,p_{cr}$ cu $m = 0,9$

$153,75$ kPa $< 0,9 \times 365,52 = 328,96$ kPa ⟶ verifică

Scanned with OKEN Scanner

Problema 6.6.

Să se determine modul de ancorare a tavanului unei lucrări subterane, executată într-o marnă obişnuită, avînd rezistenţa monoaxială de 200 daN/cm^2, fisurată, direcţia planurilor fisurilor fiind orizontală, distanţa între fisuri variind între 0,03...1 m. Marna are proprietăţi plastice pronunţate, ea putînd fi clasificată în categoria unor roci instabile uşor de derocat.

Inălţimea bolţii de surpare a rezultat ca fiind 1,5 m şi greutatea volumică a rocii 25 kN/m^3.

Preluarea materialului afînat se prevede a se face prin ancore sub forma unor tije de oţel, legate cu platbande în sens transversal axului longitudinal al lucrării subterane, spaţiul dintre platbande fiind acoperit cu o reţea de bare aşezate la 20 cm interax. Distanţele între ancore sînt de 1 m.

Să se determine elementele ancorării. Coeficientul tipului litologic de rocă este K_k = 0,45.

Calculul adîncimii de ancorare se face considerînd roca avînd o rezistenţă la forfecare $R_f = \frac{1}{20} R_c$, respectiv R_f = 10 daN/cm^2. Aplicînd coeficientul litologic al rocii K_k = 0,45 rezultă $R_{f\ calcul}$ = 4,5 daN/cm^2.

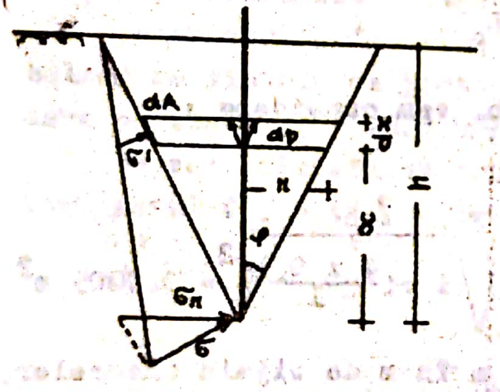


Fig. 6.17

Adîncimea de ancoraj (fig. 6.17) este egală cu :

$$h = \sqrt{\frac{m\ P}{\pi\ \tau \sqrt{2}}}$$

ancorele sînt aşezate la distanţă de 1 m interax, coeficientul condiţiilor de lucru este m = 3.

Sarcina P care trebuie preluată de ancoră este :

$$P = 1 \times 1 \times 1,5 \times 25 = 37,5\ kN/m^2$$

$$h = \sqrt{\frac{3 \times 37,5}{\times 450 \times \sqrt{2}}} = 0,237\ m,\ \text{luat}\ 0,50\ m.$$

Pentru ca să nu se întretaie conurile de cedare trebuie respectată condiţia ca distanţa între ancore L_o , respectiv L (fig. 6.18.a) să fie :

$$L \geqslant 2\ h$$

Sprijinirea care leagă capetele ancorelor, la nivelul tavanului lucrării subterane este realizat dintr-o platbandă considerată să nu fie flexibil solicitată între două ancore, realizată

din oțel avînd o rezistență limită de 2000 daN/cm^2. Coeficientul de siguranță s-a luat egal cu s = 2, iar săgeata admisibilă la nivelul mijlocului deschiderii 0,10 m.

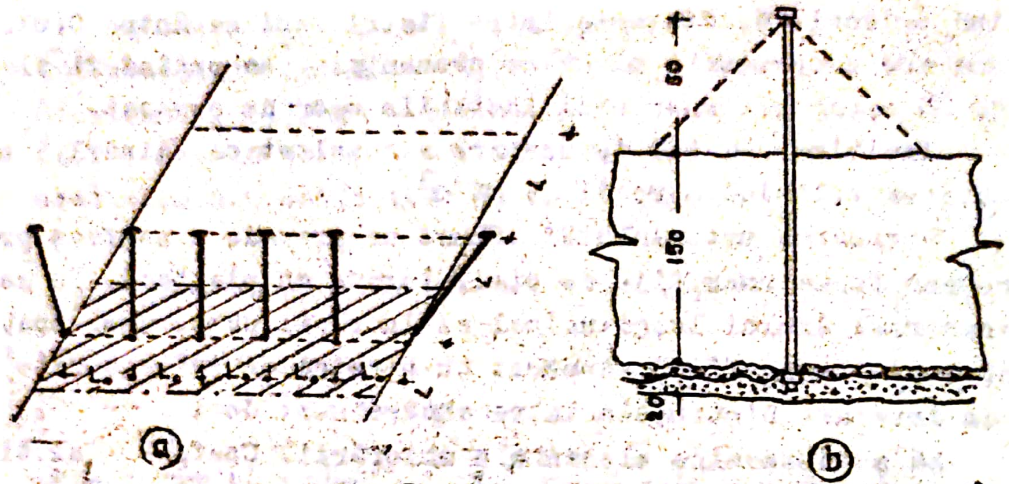


Fig.6.18

Secțiunea necesară se calculează cu relația :

$$A = s\,\frac{\gamma\, b\, L\, L_s^2}{8\, f_r\, \sigma}\sqrt{1 + \left(\frac{4\, f_r}{L_s}\right)^2}$$

In cazul analizat, fig.6.18.b, vom considera :

$b = 1{,}50$ m

$L = L_s = 1$ m

$$A = 2\,\frac{25 \times 1{,}5 \times 1 \times 1^2}{8 \times 0{,}1 \times 200.000}\sqrt{1 + \left(\frac{4 \times 0{,}1}{1}\right)^2} = 0{,}0005\ \mathrm{m}^2$$

Platbanda este perforată din m în m de tijele ancerelor, golul respectiv fiind de un diametru de 0,04 m.

Grosimea platbandei rezultă de :

$$\delta = \frac{0{,}00050}{0{,}09-0{,}04} = 0{,}01 = 1\ \mathrm{cm}$$

ea avînd o lățime de 0,09 m.

Se ia o platbandă cu secțiunea 90x10 mm^2.

Intre platbande se prevede o plasă din bare de oțel avînd ochiuri de 20 cm. Rezistența materialului este de 2900 daN/cm^2, iar săgeata admisă f_z nu va depăși grosimea platbandei (5 mm= = 0,005 m).

Diametrul barei se calculează cu formula :

$$d_c^2 = s \frac{\gamma\, l^3 \cdot a\, e}{4\, f\, K\, f_z\, \pi\, \sigma} \sqrt{1 + \left(\frac{4\, f_z}{L}\right)^2}$$

$$d_c^2 = 2 \frac{25 \times 1^3 \times 0.10}{4 \times 2 \times 0,45 \times 0,005 \times 3,14 \times 230000} \cdot$$

$$\cdot \sqrt{1 + \left(\frac{4 \times 0,005}{1}\right)^2} \Longrightarrow d_c = 0,017 \text{ m}$$

S-a luat 16 mm diametru.

Lungimea ancorei rezultă de :

$$= 25 + 1500 + 500 = 2025 \text{ mm}$$

Pentru protecția acestei sprijiniri urmează ca ansamblul să fie acoperit de un strat de torcret în grosime de 15-20 cm.

Problema 6.7.

Să se analizeze soluția de realizare a unei incinte de lucru prin folosirea batardourilor celulare. Se cunosc în acest sens următoarele elemente :

- adîncimea maximă a apei și structura litostratigrafică pe zona amplasamentului, fig.6.19.a ;
- existența în apropierea punctului de lucru a unor surse de balast cu pietriș ce poate fi utilizat la umplerea celulelor și care prezintă $\gamma = 18,9$ kN/m^3, $\gamma' = 11,0$ kN/m^3, $\phi = 33^0$;
- coeficienții de frecare: umplutură rocă $f_{ur} = 0,5$, umplutură metal $f_{um} = \text{tg}\,\delta = \text{tg}\ 22^0 = 0,40$ și metal-metal $f_{mm} = 0,3$.

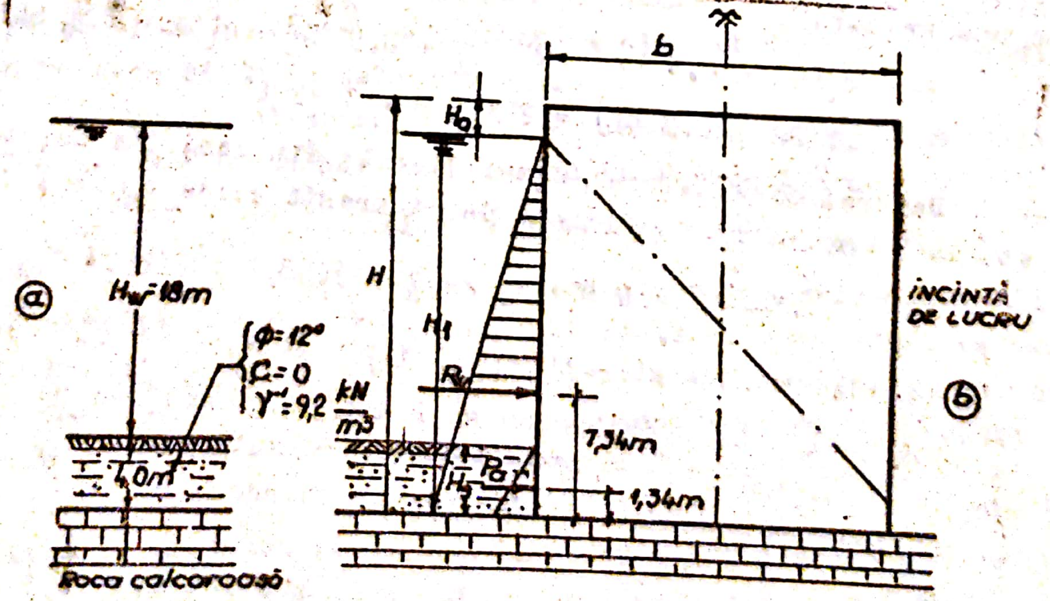


Fig. 6.19

Rezolvare.

a) Alegerea dimensiunilor

Luînd în consideraţie prezenţa stratului de rocă care se constituie în strat de fundare al lucrărilor ce urmează să fie realizate pe amplasamentul izolat prin execuţia batardoului, rezultă că înălţimea minimă a acestuia va fi $H_1 = 18+4 = 22,0$ m. Admiţînd o supraînălţare cu rol de siguranţă $H_c = 2,0$ m, vom avea $H = 24,0$ m.

Prin dimensiuni şi modul de alcătuire batardoul trebuie să preia solicitările din presiunea apei şi a pămîntului, fig.6.19b avînd valorile :

- presiunea apei

$$P_w = \frac{1}{2}\,\gamma_w\,H_1^2 = 0,5\ 10\ 22^2 = 2420\ \text{kN/m},$$

cu braţul $H_1/3 = 22/3 = 7,34$ m faţă de suprafaţa stratului de rocă ;

- presiunea pămîntului

$$P_a = \frac{1}{2}\,\gamma' H_s^2\, K_a = 0,5\ 9,2\ 4,0^2\ tg^2(45 - \frac{12}{2}) = 48,26\ \text{kN/m}$$

cu braţul $H_s/3 = 1,34$ m faţă de suprafaţa stratului de rocă.

Lăţimea convenţională b trebuie astfel fixată încît prin greutatea materialului de umplutură, batardoul să prezinte stabilitatea asigurată. Dacă se consideră că linia de saturaţie prezintă înclinare 1/1, greutatea pe unitate de lungime poate fi scrisă după cum urmează :

$$G = b\left[(H_0 + 0,5\ b)\gamma + \gamma'(H_1 - 0,5\ b)\right] = b\left[(2 + 0,5\ b)18,9 + 11(22 - 0,5\ b)\right] = 279,8\ b + 3,95\ b^2$$

- Determinarea laturii convenţionale din condiţia de stabilitate la lunecare cu coeficient de siguranţă admis $\bar{F}_{sa} = 1,3$.

$$\bar{F}_{sa} = \frac{f_{ur}\ G}{H}\ ,\ \text{cu}\ H = P_w + P_a = 2468,26\ \text{kN/m şi}\ f_{ur} = 0,5$$

Condiţia furnizează : $b^2 + 70,83\ b - 1624,7 = 0$ şi $b = 18,25$ m

- Determinarea lăţimii convenţionale din condiţia de stabilitate la răsturnare, cu coeficient de siguranţă admis $\bar{F}_{sr} = 1,5$, fără desprinderea batardoului de stratul de rocă ($e\ \frac{b}{6}$).

$$\bar{F}_{sr} = \frac{M_s}{M_r}\ ,\quad \text{cu}\ M_r = 2420\ 7,24 + 48,26\ 1,34 = 17827,5\ \text{kNm}$$

$$M_s = G\ \frac{b}{3} = 93,26\ b^2 + 1,32\ b^3;\ \text{rezultă}$$

$$b^3 + 70{,}66\ b^2 = 9003{,}78 \text{ şi } b = 10{,}55 \text{ m}$$

- Din condiţia $e = M/N = b/6$, unde $M = M_r$ şi $N = G$, rezultă $b^3 + 70{,}83\ b^2 = 27079{,}74$ şi $b = 17{,}5$ m.

• Determinarea lăţimii convenţionale din condiţia evitării ridicării palplanşelor, contîndu-se numai pe frecarea dintre aceasta şi materialul de umplutură. Se neglijează frecarea din îmbinări şi dintre palplanşe şi pămîntul ce constituie zona de grosime H_s. Coeficientul de siguranţă admis $\bar{F}_{srp} = 1{,}20$.

Condiţia :

$$\bar{F}_{srp} = \frac{M_r}{M_a}, \text{ cu } M_a = 17827{,}5 \text{ kN/m şi } M_r = f_{um}(P_w + P_a)\,b =$$

$$= tg\ 22 \times 2468{,}26\ b, \text{ conduce la } b = \frac{1{,}20 \cdot 17827{,}5}{tg\ 22 \cdot 2468{,}26} = 21{,}45 \text{ m}$$

Se alege ca lăţime echivalentă $b = 21.45$ m, ceea ce impune pentru diametrul celulei principale valoarea $D = 26{,}20$ m.

Acceptînd racordarea celulelor principale prin arce de cerc cu raza $r_a = D(1 - \sin\theta)/2$, unde $\theta = 30^\circ$, rezultă $r_a = 6{,}55$ m. Lungimea între axele celulelor secundare va fi :

$$2\,L = 2\left[\frac{D}{2} + \frac{D}{2}(\cos\theta - \sin\theta)\right] = 2\left[13{,}10 + 13{,}10(\cos 30 - \sin 30)\right] = 35{,}79 \text{ m.}$$

b) Reevaluarea condiţiilor de stabilitate

Pe baza dimensiunilor rezultate din condiţia de acoperire a siguranţei admise, simultan pentru posibilele moduri de cedare considerate, se poate proceda la reevaluarea coeficienţilor de siguranţă şi la o analiză mai exactă a stabilităţii batardoului, ţinînd cont şi de forţele interne.

Forţele exterioare P_w şi P_a rămîn cu valorile anterior calculate, greutatea materialului de umplutură fiind :

$$G = 279{,}8 \times 21{,}45 + 3{,}95\ (21{,}45)^2 = 7819 \text{ kN/m}$$

In cele ce urmează se va trata numai problema stabilităţii interne în ipoteza că sub efectul forţelor orizontale batardoul s-ar roti în jurul unui punct situat sub generatoarea dinspre incintă. Acest lucru are ca rezultat separarea din umplutură din celulă a unei cantităţi ce defavorizează condiţiile de stabilitate. Totodată deformarea celulei determină mobilizarea forţelor de rezistenţă ce lucrează la interior. Prin mobilizarea acestora pe semicelulele situate pe zona neîncărcată - D, fig.6.20, apar for-

țele normale $\bar{V}$ și în planul bazei $\bar{H}$, a căror valoare se determină după cum urmează :

• frecarea din celula principală

$$V_1 = \pi \frac{D}{2} \bar{\gamma} \frac{H^2}{2} tg\delta K_a \text{ , cu}$$

$$K_a = tg^2(45 - 3[illegible]) = 0,295$$

$$\bar{\gamma} = (18,9 \cdot 12,725 + [illegible] \cdot 11,275)/24 =$$

$$= 15,14 \text{ kN/m}^3$$

$$V_1 = 3,14 \cdot 13,10 \cdot 15,19 \cdot (24)^2 \cdot tg\ 22 \cdot$$
$$\cdot 0,295 \cdot 0,5 = 21447,8 \text{ kN}$$

Brațul forței față [illegible] axa batardoului este $d_1 = 0,637 \frac{D}{2} = 8,34$ m.

• frecarea din celulele secundare (fig.6.20)

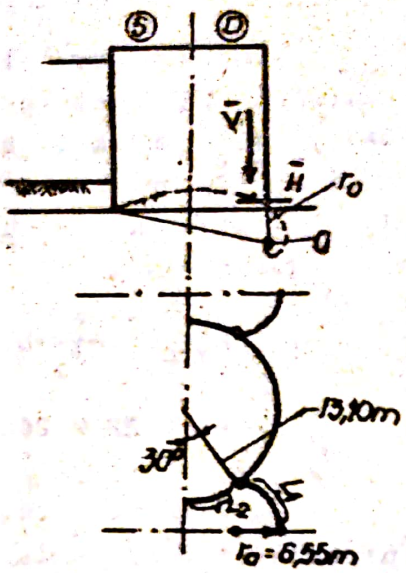


Fig. 6.20

$$V_2 = 2(L_1+L_2) \bar{\gamma} \frac{H^2}{2} K_a\ tg\delta \text{ , cu}$$

$$L_1 = \frac{\pi r_a \alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 6,55 \cdot 90}{180} = 10,28 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{\pi r \theta}{180} = \frac{3,14 \cdot 13,10 \cdot 30}{180} = 6,85 \text{ m}$$

$$V_2 = 2\ (10,28+6,85) \cdot 15,19 \cdot (24)^2 \cdot 0,295 \cdot tg\ 22 \cdot 0,5 =$$
$$= V_{21} + V_{22} = 10720,25 + [illegible],35 = 17863,60 \text{ kN}$$

Brațul forței V_2 în raport cu [illegible] batardoului este dat de relație :

$$d_2 = \frac{V_{21}(r \sin\theta + 0,637\ r_a) + V_{22}\ 0,5\ r \sin\theta}{V_2} =$$

$$= \frac{138340,74}{17863,60} = 7,74 \text{ m}$$

• greutatea palplanșelor

$V_3 = (\pi r + 2 L_1) H g_p$, cu $g_p = 170$ daN/m^2 – greutatea palplanșelor pe unitatea de suprafață

$$V_3 = (3,14 \cdot 13,10 + 2 \cdot 10,28)\ 24 \cdot 1,70 = 2517,11 \text{ kN}$$

Braţul faţă de axa batardoului rezultă :

$$d_3 = \frac{0,637 \cdot 13,1 \cdot 1678,27 + 863,33 \cdot 6,55(1 + 0,637)}{2517} =$$

$$= \frac{23261,58}{2517,11} = 9,24 \text{ m}$$

• forţa de frecare din legăturile celulei principale

$$V_4 = D\, K_a\, \bar{\delta}\, \frac{H^2}{2}\, f_{mm} = 26,20 \cdot 0,295 \cdot 15,19\, \frac{24^2}{2}\, 0,30 =$$

$$= 10143,66 \text{ kN}$$

cu braţ D/2 = 13,10 faţă de axa mediană a celulei.

Prin însumarea forţelor de rezistenţă vom obţine forţa totală

$$V_t = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 = 21447,8 + 17863,6 + 2517,11 + 10143,66 = 51942,17 \text{ kN}$$

şi pe unitate de lungime :

$$\bar{V} = V_t/2\,L = 51942/35,79 = 1452 \text{ kN/m.}$$

Punctul de aplicaţie al forţei $\bar{V}$ faţă de axa mediană va fi:

$$d = (21447,8 \cdot 8,34 + 17863,6 \cdot 7,74 + 2517,11 \cdot 9,24 + 10143,66 \cdot 13,10)/51972,17 = 9,10 \text{ m}$$

Forţa de rezistenţă orizontală

$$\bar{H} = f_{ur}\, V = 0,15 \cdot 1452,14 = 726,07 \text{ kN/m}$$

• Determinarea coeficientului minim de siguranţă prin considerarea diferitelor poziţii ale polului spiralei logaritmice şi deci a suprafeţelor de desprindere.

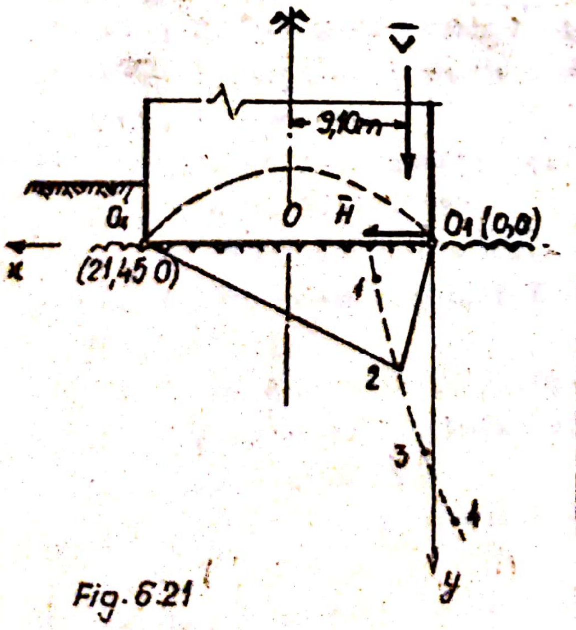


Fig. 6.21

Se aleg pentru polul spiralei logaritmice, punctele marcate cu 1, 2, 3, 4, ale căror coordonate în sistemul xO_1y (fig.6.21) sînt date în tabelul 6.1, împreună cu razele polare r_0 şi r_1 rezultate prin calcul.

Calculul coeficientului de siguranţă considerînd suprafeţele de desprindere cu polul în punctele precizate, cu exemplificare pentru punctul 1, presupune evaluarea greutăţii umpluturii aflată sub suprafaţa

de desprindere :

$$G_{o1} = \bar{\gamma} \left(\frac{r_{11}^2 + r_{o1}^2}{4 \, tg \, \emptyset} - b \frac{y}{2} \right) = 15,19 \left(\frac{17,63^2 - 4,72^2}{4 \, tg \, 33^o} - 2 \frac{2,5}{2} \right) = 1279,98 \text{ kN/m}$$

Tabelul 6.1

Punctul nr.	x m	y m	r_1 m	r_o m
1	4,0	2,5	17,63	4,72
2	2,5	9,0	20,98	9,34
3	0,5	15,0	25,77	15,oo
4	-2,0	20,0	30,82	20,10

- calculul greutăţii umpluturii rămase

$G-G_o = 7819 - 1279,98 = 6539,02$ kN/m

- determinarea momentului forţelor active în raport cu polul

$$M_a = P_w \left(\frac{H_1}{3} + y \right) + P_a \left(\frac{H_2}{3} + y \right) = 2420 \, (7,34 + 2,6) + 48,26 \, (1,34 + 2,5) = 23998,11 \text{ kNm}$$

- determinarea momentului forţelor de rezistenţă

$$M_r = (G - G_{o1}) \left(\frac{b}{2} - x \right) + \bar{V} \, (x - 1,625) + \bar{H} \, y =$$

$$= 6539,02 \cdot 6,725 + 1452,14 \cdot 2,375 + 426,07 \cdot 2,5 =$$
$$= 49238,917 \text{ kNm}$$

- coeficientul de siguranţă

$$F_{s1} = \frac{49238,917}{23998,11} = 2,05$$

In mod similar pentru punctele 2, 3, 4, rezultă : $F_{s2}=1,69$, $F_{s3} = 1,60$ şi respectiv $F_{s4} = 1,58$.

Scanned with OKEN Scanner

Bibliografie.

1.Andrei S.-Apa în pămînturile nesaturate.Ed.Teh.Buc.1967
2.Antonescu I.-Pămîntul armat.Referat de sinteză.CIDH.Buc.1973
3.Bally R.J.;Antonescu I.-Loessurile în construcţii.Ed.Teh. Buc.1971
4.Bowles J.P.-Foundation analysis and design.Mc.Graw Hill Co. Inc.1982
5.Braja Das-Fundamentals of soil dynamics.Elsevier Book Co. New-York-Amsterdam 1977
6.Capper P.L.;Fisher W.;Gaddes J.D.-Probleme de ingineria pămînturilor.Oxford Publ.Comp.1978(în limba engleză)
7.Chen F.H.-Fundaţii în terenuri expansive.Elsevier Book Co. Rotterdam 1975
8.Haedicke K.-Fundaţii vol.IV.B.Berlin 1968(în limba germană)
9.Hangan M.Betonul armat.Construcţii industriale.Ed.Teh.1958.
10.Hobst L.;Zajic J.-Ancorarea în roci.Ed.Teh.Buc.1981.
11.Kezdi A.-Handbuch der Bodenmechanik.Vol.II.V.B.Berlin.1970.
12.Krutov V.I.-Calculul construcţiilor pe pămînturi sensibile la umezire,Stroiizdat Moskwa.1972(în limba rusă).
13.Krutov V.I.-Teren de fundaţie şi fundaţii tasabile.Stroiizdat.Kiew.1982(în limba rusă).
14.Lipinski J.-Fundaţii şi construcţii portante pentru maşini. Bauverlag.Wiesbaden.1972(în limba germană).
15.Păunescu M.;Pop V.;Silion T.-Geotehnică şi fundaţii.EDP.Buc. 1982.
16.Răileanu P. şi al.-Geotehnică şi fundaţii.EDP.Buc.1984.
17.Răileanu P.;Boţi N.;Stanciu A.-Geologie,geotehnică şi fundaţii-I.P.Iaşi 1987.
18.Răileanu P. şi al.-Fundaţii şi procedee de fundare.Exemple de calcul.I.P.Iaşi 1976.
19.Silion T.-Fundaţii în condiţii speciale.I.P.Iaşi 1980.
20.Silion T.;Răileanu P.;Muşat V.-Fundaţii în condiţii speciale I.P.Iaşi 1988.
21.Silion T. şi al.-Geotehnică.Exemple de calcul.I.P.Iaşi 1977.
22.Silion T.;Răileanu P.-Pămînturi macroporice sensibile la umezire.I.P.Iaşi 1978.
23.Silion T,;Răileanu P.;Stanciu A.-Fundaţii.Pămînt armat.I.P. Iaşi 1980.
24.Sirokov A.P.;Lider V.A.;Pisliakov B.G.-Calculul sprijinirii ancorate.Nedra.Moskwa.1976.(în limba rusă).

25.Păunescu M.;Marin M.-Soluţii moderne pentru fundaţii directe.Facla.Timişoara 1986.

26.Păunescu M.-Imbunătăţirea terenurilor slabe în vederea fundării directe.Ed.Teh.Buc.1980.

27.x x x Indrumător pentru proiectarea terenului de fundare pentru clădiri şi construcţii.Stroiizdat.Moskwa.1986.

28.x x x Normativ P-7-79.Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea şi executarea construcţiilor fundate pe pămînturi cu umflări şi contracţii mari.1978.

29.x x x Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea şi executarea fundaţiilor de adîncime realizate din beton monolit turnat în teren.1976.

30.x x x Norme tehnice provizorii pentru proiectarea şi executarea construcţiilor de pămînt armat.N.P. 38-88.

31.x x x Normativ privind proiectarea şi execuţia construcţiilor fundate pe pămînturi sensibile la umezire P 7-86.

32.x x x Buletinul construcţiilor nr.8,9 şi 23/88-89.

33.x x x STAS-3300/1-2-85.Teren de fundare.Principii generale de calcul.Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe.

34.x x x STAS 1248-88.Identificarea şi clasificarea pămînturilor

35.x x x Recomandări privind unificarea proiectării clădirilor de locuit în condiţii de teren speciale.Kiew.1972.(traducere din limba rusă)

36.x x x Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea antiseismică a zidurilor de sprijin.Determinarea încărcărilor şi deplasărilor seismice.ICCPDC-Filiala Iaşi 1985.

Scanned with OKEN Scanner